

UNIVERSIDAD INTERNACIONAL SEK

Facultad de Ciencias Ambientales

Tesis de Grado previa a la obtención del Título de Ingeniero Ambiental

SISTEMAS DE BOMBEO CON ENERGÍAS LIMPIAS PARA LA
RECIRCULACIÓN Y RIEGO CON AGUA LLUVIA EN EL PARQUE
ITCHIMBÍA DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO

Autor:

María Fernanda Sánchez Ubidia

Director de Tesis:

Ing. Alonso Moreta

Quito – Ecuador

2009

**SISTEMAS DE BOMBEO CON ENERGÍAS LIMPIAS PARA LA
RECIRCULACIÓN Y RIEGO CON AGUA LLUVIA EN EL PARQUE
ITCHIMBÍA DEL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO**

María Fernanda Sánchez Ubidia - 2009

Dedicatoria

La distancia ha sido uno de los obstáculos más grandes que he tenido para poder estar junto a una de las personas que más importancia y trascendencia ha tenido en mi vida, a pesar de esa molesta realidad nunca me ha hecho falta una palabra de aliento o un abrazo a la distancia que realmente se lo siente, es por esto que deseo dedicar todo este esfuerzo, que realmente ha sido grande, a mi hermana Gaby, quien ha sabido darme el ejemplo para seguir siempre en lucha por alcanzar mis objetivos...

Gracias ñañita linda... ¡Para ti este paso de mi vida!

Agradecimientos

En primer lugar deseo agradecer a Dios por permitirme estar aquí y haberme iluminado el camino hasta este día. De igual manera y casi con la misma intensidad el agradecimiento a mis padres, creo que no se lo puede plasmar en un papel, sin embargo quiero decirles gracias por todo lo que han hecho por mí y por la familia, por comprendernos, por soportarnos y por apoyarnos. A mis hermanos y cuñadas, de igual manera, gracias por todo lo que han aportado en mi vida, en especial deseo agradecer a mi hermano David por todo el apoyo que supo brindarme para la realización de este proyecto.

Deseo también agradecer a mi querido Director de Tesis, Ingeniero Alonso Moreta, porque con su entusiasmo y su ayuda fue mi apoyo fundamental. De igual manera mi agradecimiento a la siempre querida Decana de la Facultad, Ing. Katty Coral, por sus enseñanzas y su ayuda constante, pero sobre todo por la amistad y comprensión que nos ha sabido brindar.

Gracias a todos los profesores que a más de sus conocimientos y paciencia entregados, han sabido brindarnos su amistad, apoyo, consejos y enseñanzas de vida. Gracias Ignacio, Ing. Marco Mena, Pancho Neira, Ing. Robalino, Ing. Villalba, Pepito, Doc. Ordoñez, Taty y a todos en general, porque de todos aprendí y me llevo algo.

Para finalizar, debo un gran agradecimiento a todos mis compañeros de curso, por todo lo vivido y aprendido, por las salidas de campo, las salidas extracurriculares, por su amistad y apoyo, por escucharme cuando necesitaba, por ser quienes son y aceptarme así, sin máscaras. Y el más grande de los agradecimientos a mis Traves, al Viejito y al Noches, gracias por ser mi soporte, mi ejemplo, mis psicólogos personales, mis locuras principales, en general gracias por la eterna e inmensa amistad que hemos logrado sembrar, esperemos que nunca se muera, porque la universidad no hubiera sido lo que fue sin ustedes y estoy segura que la vida tampoco será tan hermosa si se alejan... les adoro!!! Gracias por todo!!!

ÍNDICE

1. CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES.....	12
1.1 INTRODUCCIÓN.....	12
1.2 OBJETIVOS.....	13
1.2.1 Objetivo General	13
1.2.2 Objetivos Específicos.....	14
1.3 MARCO METODOLÓGICO	14
1.4 ANTECEDENTES	17
1.5 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO	20
2. CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	24
2.1 ASPECTOS GENERALES DEL PARQUE ITCHIMBÍA	24
2.2 MÉTODO RACIONAL	25
2.2.1 Caudal.....	25
2.2.2 Escorrentía.....	26
2.3 ECUACIÓN DE HAZEN – WILLIAMS.....	29
2.3.1 Pérdida de carga unitaria	29
2.4 CALIDAD DE AGUA	30
2.4.1 Caracterización del agua	30
2.4.2 Gestión de agua lluvia	30
2.4.3 Eutroficación	31
2.4.4 Sólidos suspendidos y flotantes.....	32
2.5 COMPUERTAS	32

2.5.1	Compuertas Planas Deslizantes.....	33
2.5.2	Cálculo de la presión hidráulica para compuertas.....	33
2.6	FLUJO EN ORIFICIOS	34
2.6.1	Clasificación de los orificios	34
2.7	TORNILLO DE ARQUÍMEDES.....	40
2.8	VERTEDEROS	41
2.8.1	Clasificación de los vertederos.....	42
2.8.2	Vertedores rectangulares de pared delgada con contracciones	42
2.8.3	Vertederos de pared gruesa	44
2.9	CÁLCULO DE ALTURAS DE BOMBEO	44
2.10	PÉRDIDAS DE CARGA.....	46
2.10.1	Pérdidas por fricción	47
2.10.2	Pérdidas de carga locales.....	47
2.11	ECUACIÓN DE DARCY WEIBACH.....	48
2.12	ENERGÍA SOLAR FOTOVOLTAICA	49
2.12.1	Sistemas Fotovoltaicos	49
3	CAPITULO 3: CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA.....	51
3.2	RECONOCIMIENTO TOPOGRÁFICO	51
3.2.1	Enlace de coordenadas planas	51
3.2.2	Polígono básico	52
3.2.3	Levantamiento topográfico	52
3.2.4	Monumentación.....	53
3.2.5	Trabajos de oficina	53
3.2.6	Elaboración de planos	53

3.2.7	Resultados del levantamiento topográfico	53
3.3	FOTOGRAFÍA AÉREA.....	55
3.4	MODELO 3D	59
3.5	CARACTERIZACIÓN DEL SUELO	60
3.5.2	Metodología para caracterización de suelo	61
3.5.3	Resultados del análisis de suelos.....	62
3.6	CARACTERIZACIÓN DEL AGUA LLUVIA	63
3.6.1	Metodología de toma de muestras.....	63
3.6.2	Metodología para medir materia flotante, espumas provenientes de la actividad humana, grasas y aceites que formen una película visible	70
3.6.3	Resultados de materia flotante, espumas provenientes de la actividad humana, grasas y aceites que formen una película visible.....	70
3.6.4	Metodología para medir sólidos disueltos totales, oxígeno disuelto y pH.....	71
3.6.5	Resultados de las mediciones de sólidos disueltos totales, oxígeno disuelto y pH	72
3.6.6	Metodología para medir aceites y grasas	72
3.6.7	Resultados de aceites y grasas.....	74
3.6.8	Método para determinar carbonatos totales	74
3.6.9	Resultados de carbonatos totales.....	76
3.6.10	Método para determinar metales	77
3.6.11	Resultados de metales	78
3.6.12	Método para determinar coliformes totales y huevos de parásitos	78
3.6.13	Resultados de coliformes totales y huevos de parásitos.....	79
3.6.14	Método para determinar nitritos, nitratos, fosfatos y turbidez	80
3.6.15	Resultados de nitritos, nitratos, fosfatos y turbidez	80
3.6.16	Comparación de los parámetros analizados en agua con el TULAS	81

3.7	PROPUESTA DE TRATAMIENTO DE AGUA	82
3.8	DETERMINACIÓN DE ASPECTOS CLIMÁTICOS	83
3.8.1	Metodología para determinación de aspectos climáticos	83
3.8.2	Selección de estaciones meteorológicas.....	83
3.8.3	Obtención de la información	85
3.8.4	Periodo de registros	85
3.8.5	Realización de gráficas.....	85
3.8.6	Resultados de la determinación de aspectos climáticos	85
4.	CAPITULO 4: CARACTERIZACIÓN DE FACTORES CRÍTICOS PARA EL DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO	94
4.1	AFLUENCIA DE GENTE AL PARQUE.....	94
4.2	ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE LOS TANQUES DE LA EMAAP-Q	95
4.3	DETERMINACIÓN DE LAS MICROCUENCAS DE DRENAJE	99
4.3.1	Metodología para la selección de microcuencas de drenaje	99
4.3.2	Metodología para la determinación de medidas y diferencias de nivel en las microcuencas	99
4.3.3	Características de la microcuenca de drenaje No. 1	100
4.3.4	Características de la microcuenca de drenaje 2.....	105
5.	CAPITULO 5: DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO.....	109
5.1	DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN SE AGUA DE ESCORRENTÍA	109
5.2	PROPUESTA DE EVACUACIÓN DE AGUA DES TANQUE DE LA EMAAP-Q..	114
5.3	COMPUERTA DE LA PRIMERA LAGUNA	115
5.3.1	Cálculo de la presión hidráulica en la compuerta de la primera laguna.....	117

5.3.2	Cálculo del caudal de salida y tiempo de vaciado en la primera laguna con compuerta	118
5.4	DEMANDA DE RIEGO	121
5.5	PROPUESTA DE SISTEMA DE DRENAJE.....	123
5.6	DIMENSIONAMIENTO DE LOS TORNILLOS DE ARQUÍMEDES.....	124
5.6.1	Cálculo del volumen de agua que contendrá el tornillo	127
5.6.2	Cálculo del caudal de riego generado por el tornillo de Arquímedes	128
5.6.3	Cálculo de la distancia entre los dientes del tornillo de Arquímedes (paso).....	129
5.6.4	Cálculo de la potencia necesaria para mover los tornillos de Arquímedes	130
5.6.5	Cálculo del gasto energético durante el ciclismo	131
5.6.6	Potencia necesaria para mover el sistema Vs. Potencia generada por el gasto energético	134
5.7	CÁLCULO DEL VOLUMEN MÁXIMO DE AGUA PARA RIEGO.....	134
5.8	SELECCIÓN DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO	136
5.9	DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE BOMBEO PARA LA RECIRCULACIÓN DEL AGUA	139
5.9.1	Pérdidas de carga totales	139
5.9.2	Cálculo de la longitud total de la tubería.....	139
5.9.3	Cálculo de la pérdida de carga total	140
5.9.4	Cálculo de la altura manométrica.....	142
5.9.5	Selección de la bomba.....	143
5.9.6	Trazado de las tuberías	145
5.10	CÁLCULO DEL CAUDAL DE DESBORDE EN LA PRIMERA LAGUNA	146
5.11	MEDIDAS A TOMAR PARA EL ÓPTIMO FUNCIONAMIENTO DE LA BOMBA	147
5.11.1	Rejilla o filtro	147

5.11.2	Instalación de válvulas en la tubería de descarga.....	147
5.12	CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE LOS VERTEDEROS DE LAS LAGUNAS...	147
5.13	CÁLCULO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA TUBERÍA A LA ENTRADA DE LOS TANQUES	152
5.14	DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA SOLAR FOTOVOLTAICO.....	153
5.15	ANÁLISIS FINANCIERO DEL SISTEMA DE ENERGÍA SOLAR FOTOVOLTAICA	157
5.16	PRESUPUESTO ESTIMADO PARA EL PROYECTO.....	162
6.	CAPITULO 6: MARCO JURÍDICO	163
6.1	CONSTITUCIÓN NACIONAL DE LA REPÚBLICA DEL ECUADOR.....	163
6.2	TULAS, LIBRO VI, ANEXO I.....	163
6.2.1	Criterios de calidad para aguas de uso estético	163
6.2.2	Criterios de calidad de aguas de uso agrícola o de riego	164
7.	CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	165
8.	BIBLIOGRAFÍA.....	170

RESUMEN

El presente estudio tiene por objetivo principal la utilización de energías limpias para riego y bombeo con agua lluvia en un circuito cerrado, el cual captará agua que actualmente se destina al alcantarillado y la aprovechará para crear un atractivo turístico a la vez que ayuda a crear conciencia ambiental en el Parque Itchimbía del Distrito Metropolitano de Quito. El proyecto se orienta a los usuarios del parque, los cuales observarán cómo se puede aprovechar energías que usualmente no son consideradas como tal en la vida cotidiana y contribuyendo así a la relajación y ejercitación de los mismos.

Las energías alternativas consideradas son: en primer lugar la energía solar fotovoltaica, la cual permitirá el arranque de la bomba que hará recircular el agua por todo el sistema. Esto permitirá que el proyecto sea atractivo turísticamente al generar caídas de agua a manera de cascadas que a su vez aportarán con la aireación continua del recurso. Y finalmente, la energía manual, la cual será transmitida desde dos bicicletas estáticas por un sistema mecánico a los Tornillos de Arquímedes. Estos últimos elevarán el agua, constituyendo así un sistema de riego de dos pequeños jardines.

SUMMARY

The main objective of this investigation is the use of clean energies for rain water irrigation and pumping in a closed system, which will capture water that now goes to the sewer and will operate it to create a tourist attraction and environmental awareness in Itchimbia Park located in Quito's Metropolitan District. This project is focused on the users of the park, which will observe how take advantage of energies that are not usually considered as such in everyday life and thereby contribute to their relaxation and exercise.

The alternative energies considered are: first, solar photovoltaic energy, which will allow booting from the pump to recirculate water through all the system. This will allow the project to be a tourist attraction by creating waterfalls which in turn contribute to the continuous aeration of the resource. And finally, the manual energy, which will be transmitted since two static bicycles for a mechanical system to the Archimedes screws. These screws will raise the water, constituting two small gardens' irrigation system.

1. CAPÍTULO 1

ASPECTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCIÓN

En el Parque Itchimbí, ubicado en el centro de la ciudad de Quito, se prevé proyectar un sistema de captación y uso de agua lluvia, con motivos paisajísticos, turísticos y de riego, este sistema estará formado por un circuito cerrado, el cual comprenderá una toma de agua de escorrentía en las vías de acceso y peatonal, desde donde se la encausará hasta unos tanques de propiedad de la Empresa Metropolitana de Alcantarillado y Agua Potable de Quito (EMAAP- Q) que actualmente se encuentran abandonados. Estos tanques se ubican en la parte más baja del proyecto, desde aquí se bombeará el agua hacia una primera laguna en la parte superior, desde donde se generará una caída de agua de aproximadamente 7 metros de altura hasta una segunda laguna, desde la cual, por segunda se generará otra caída de agua de 16 metros, a una tercera laguna. Desde esta última, el agua ingresará a través de una rejilla de desbaste a los tanques de hormigón armado, donde el agua lluvia se almacenará y se tomará para su recirculación constante. La bomba utilizada para esta finalidad se activará con energía solar fotovoltaica.

Además, se realizará un sistema de bombeo para riego desde la primera laguna hacia dos pequeños jardines que se ubicarán a nivel de la vía peatonal, es decir, cinco metros por encima de dicha laguna. Este sistema tendrá como fuente motora la rotación de las llantas de dos bicicletas estáticas, que estarán conectadas a un tornillo de Arquímedes cada una, el cuál al girar hará que el agua suba y pueda ser usada para riego. Por lo tanto, el bombeo de agua para riego depende de la gente y de los deportistas que acudan al lugar y aporten con su energía.

La actual administración del parque, llevada a cabo por el consorcio Ciudad – Ecogestión y Vida para Quito, solicitó a la Universidad Internacional SEK la realización del estudio y cálculo de los sistemas de bombeo para el circuito cerrado conformado por los tanques de almacenamiento y las lagunas en el Parque Itchimbí.

Es de gran importancia ambiental la consideración que se da en este proyecto a las energías alternativas, en primer lugar, la implementación de un sistema de bombeo con uso de energía solar fotovoltaica para la recirculación de agua, y en segundo lugar, la elevación de agua mediante un sistema mecánico activado por la ejercitación de deportistas que acuden al Parque Itchimbía para riego de jardines. Además, mediante este proyecto se crea una conciencia ambiental, así como un atractivo turístico del parque que lo lleva fuera de los parámetros normales, como una idea totalmente innovadora que requiere uso de energías limpias y renovables.

La utilización del agua lluvia para riego de dos pequeños jardines del parque, tiene gran valor ambiental, dado que, dicho recurso actualmente está siendo desperdiciado al ser destinado al alcantarillado, y a pocas actividades en el parque, contribuyendo así con el buen manejo del recurso agua que cada día es más escaso. Además, la construcción de este proyecto aporta con más espacios para la recuperación de anfibios en la zona.

Finalmente, este proyecto da cumplimiento al segundo objetivo establecido en el Plan de Manejo Forestal del Parque, formulado a finales del año 2004. Dicho objetivo establece “Ornamentar el área y fortalecer los espacios de recreación para los visitantes”¹. Por lo tanto el desarrollo de este proyecto se enfoca dentro de la visión turística y ambiental en la que se planifican las actividades a ser llevadas a cabo por parte de la administración del Parque Itchimbía.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo General.- Proponer sistemas de bombeo con energía solar fotovoltaica y energía manual, para la recirculación y riego con agua lluvia, respectivamente, en el Parque Itchimbía del Distrito Metropolitano de Quito, con la finalidad de generar conciencia ambiental, ejercitación y esparcimiento de sus visitantes.

¹ Yaguache, 2009

1.2.2 Objetivos Específicos.-

- Realizar un sistema de bombeo con fuente de energía solar fotovoltaica, para generar recirculación del agua lluvia en el circuito cerrado de los tanques de almacenamiento y lagunas.
- Realizar un sistema de bombeo con fuente de energía manual, para riego de dos jardines ubicados en la parte superior del proyecto.
- Crear un recurso turístico fuera de lo convencional en el Parque Itchimbia.
- Dar uso efectivo al agua lluvia, disminuyendo el desperdicio de este recurso.
- Utilizar los tanques de propiedad de la EMAAP-Q, que al momento se encuentran abandonados.
- Generar espacios para la recuperación de anfibios en la zona. Estas lagunas además de ser un nuevo recurso turístico en el Parque Itchimbia, servirán como pozas para la recuperación de los anfibios Rana Marsupial (*Gastrotheca riobambae*) y Cutín (*Pristimantis unistrigatus*).
- Propiciar el uso adecuado la zona de estudio, la cual se encuentra establecida para uso recreativo.

1.3 MARCO METODOLÓGICO

Las actividades a realizarse para el desarrollo de este proyecto son:

- 1.3.1** Calcular el volumen de los tanques donde se almacenará el agua lluvia. Para poder determinar dicho volumen se realizó visitas y determinación de distancias en los tanques.

Posteriormente, se procesó dicha información en AutoCAD 2008, donde se realizó un dimensionamiento aproximado del volumen de los tanques.

- 1.3.2** Realizar el levantamiento topográfico y determinación de cotas del área donde se desarrollará el proyecto. El levantamiento topográfico es la base para iniciar el proyecto, éste proporciona información muy importante, como, una buena descripción y ubicación del área donde se desarrollará el proyecto, y sobre todo las cotas existentes en el terreno. Esta información es fundamental para calcular la potencia necesaria para activar las bombas que van a elevar el agua para recirculación y riego. El desarrollo de éste estudio se realizó con la ayuda de una estación completa, y proporcionó información que puede ser usada de diferentes maneras, como la modelación en 3D del lugar, para tener una mejor perspectiva del mismo.
- 1.3.3** Realizar la caracterización del suelo de la zona aledaña al proyecto en el Parque Itchimbí. Se realizó un muestreo en la parte superior del área del proyecto, dentro del área de la microcuenca de drenaje, y se la mandó a analizar en los laboratorios del Servicio Ecuatoriano de Seguridad Agropecuaria (SESA). Esta información aportó para el conocimiento del tipo de suelo y la consecuente determinación del coeficiente de escorrentía que presenta la microcuenca.
- 1.3.4** Determinar las microcuencas de drenaje de agua para el proyecto y determinar el caudal de aportación de las mismas. Esta información es de gran influencia en el dimensionamiento del proyecto. Se realizó una determinación del área de las microcuencas y de las diferencias de niveles, mediante visitas en campo, mediciones *in situ* con teodolito y decámetro.
- 1.3.5** Realizar la evaluación climatológica de la zona del Parque Itchimbí. Se obtuvieron datos climatológicos en un período de treinta y tres años (1975 – 2008) de dos estaciones meteorológicas. La primera es la Estación del INAMHI Iñaquito, y la segunda es la Estación Quito Observatorio de la Politécnica Nacional.

- 1.3.6** Realizar el cálculo de la radiación solar que llega a la superficie en la zona del Parque Itchimbía. Para determinar la viabilidad del sistema de bombeo con fuente de energía solar, es necesario determinar la heliofanía, es decir las horas – sol que presenta la zona, esto se realizó en base al análisis de los datos obtenidos del INAMHI. Según esta información se obtuvieron las épocas con mayor y menor brillo solar en el año, las últimas nos servirán de referente para el diseño del sistema de bombeo con energía solar fotovoltaica. Conjuntamente a este análisis se realizó la evaluación de la nubosidad en la zona, ya que estos dos parámetros están estrechamente relacionados.
- 1.3.7** Determinar las épocas de mayor pluviosidad que se tiene en la zona de estudio y las épocas de sequía, para conocer el periodo de aportación de agua al proyecto y el período en el que no habrá tal aportación. Esta información se analizó a partir de los datos obtenidos por el INAMHI y la estación Quito – Observatorio de la Universidad Politécnica Nacional del Ecuador.
- 1.3.8** Determinar las características físicas y químicas del agua lluvia que va a ser aprovechada para el proyecto. Considerando que el agua lluvia y de escorrentía recogida por las cunetas de las vías, será destinada a riego y uso estético, se debe determinar la calidad de la misma según dichos usos, esto se realizó mediante muestreo y análisis en laboratorio de los parámetros que exige el Texto Unificado de Legislación Ambiental (TULAS), de esta manera se determinó si se debe realizar un sistema de tratamiento para evitar eutroficación del recurso, y permitir su uso para riego y uso estético.
- 1.3.9** Realizar el dimensionamiento del tornillo de Arquímedes que servirá para elevar el agua desde la primera laguna y regar dos pequeños jardines que se encontrarán en la parte superior del proyecto.
- 1.3.10** Realizar el dimensionamiento del sistema de bombeo que elevará el agua desde el tanque de almacenamiento de la EMAAP-Q hasta la primera laguna que se encontrará en la parte superior del proyecto, asegurando la recirculación del recurso en el sistema.

1.3.11 Realizar el dimensionamiento del sistema solar fotovoltaico que activará la bomba para la recirculación del agua en el sistema.

1.3.12 Realizar un análisis financiero del sistema solar fotovoltaico, para determinar su grado de eficiencia en el aspecto económico. Esto se realizó con una metodología usada por OLADE para energía solar fotovoltaica y eólica.

1.4 ANTECEDENTES

Actualmente los sistemas de bombeo son usados para muchos aspectos importantes en la producción y desarrollo de todos los países del mundo. Existen gran variedad de bombas, sin embargo, solo pocas no necesitan de combustibles fósiles o energía eléctrica para su funcionamiento, entre éstas últimas se encuentran todas aquellas accionadas por energías alternativas, como la energía solar y la energía humana manual. Estas bombas son de suma importancia para el desarrollo de lugares rurales, poblaciones con escasos recursos económicos, para colaborar al desarrollo sustentable y principalmente para contribuir al ambiente de forma positiva.

Existen actualmente algunos proyectos pequeños que aplican distintos tipos de bombas manuales para la extracción de agua desde los pozos, esta tecnología se usa generalmente en poblaciones rurales en países del tercer mundo, así tenemos:

1.4.1 Se realizó un proyecto para las zonas rurales de México, el cual consistía en un sistema llamado “La Bici-bomba”. “Es un proyecto de sistema de bombeo de agua que es impulsada por energía mecánica sustituyendo a la energía eléctrica. La Bici-bomba es una bomba de banda para la extracción de agua desde un pozo u otra fuente (río, embalse, canal) hasta la superficie o nivel deseado, con un mínimo de esfuerzo físico del hombre al pedalear en una bicicleta. La Bici-bomba funciona de igual forma que una bomba de

motor (eléctrica), con la diferencia que la fuerza motriz no se ejerce con energía eléctrica, sino con los pies. El costo total de este proyecto aproximadamente es de \$1000,00”².

1.4.2 Un sistema de bombeo permitirá sacar 500 litros de agua por hora con ayuda de una bicicleta, en Zaragoza – España, La Sociedad Humanitaria Rotary Club, en la Tribuna del Agua en noviembre del 2008, ha presentado un proyecto denominado "milagro de dos ruedas", que se piensa que ayudará a mejorar la agricultura y ganadería de los países subdesarrollados. “Es una bomba de agua a pedales, muy sencilla y económica, 85 euros. Se quita la rueda trasera y se adapta a la bicicleta”, ha indicado Martelo, responsable de Recursos Hídricos de Rotary Club. “El artilugio permite elevar hasta 500 litros de agua por hora, introduciendo un tubo en diez metros de profundidad en un emplazamiento donde haya recursos hídricos.”³

1.4.3 La bomba de sogas es “una bomba manual para la extracción de agua desde un pozo u otra fuente hasta la superficie o nivel deseado, con un mínimo de esfuerzo físico”. Este tipo de bomba es una tecnología apropiada para países tercermundistas, ya que tienen bajo costo, son sencillas, eficaces, y su costo de instalación, mantenimiento y explotación pueden ser asumidos por comunidades mediante sus propios recursos. El equipo puede ser utilizado para riego a pequeña escala, aunque se utiliza con aceptación en las ciudades con deficiente suministro de agua. La bomba de sogas sustituye la energía convencional, protege el medio ambiente y contribuye a lograr un desarrollo sostenible. La bomba de sogas constituye un circuito cerrado entre la fuente de agua y la superficie o nivel deseado, mediante una soga sin fin en la que se disponen pistones de goma u otro material, a intervalos determinados⁴.

1.4.4 “La bicibomba consiste en una bomba de sogas de torre acoplada a una bicicleta, de forma tal que se pueda bombear agua hacia un recipiente elevado a partir de la energía del hombre al pedalear”⁵. La bicibomba funciona de igual forma que una bomba de sogas de torre, con la diferencia de que la fuerza motriz no se ejerce con los brazos, sino con las

² Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales de México, 2003.

³ Pemán, 2008.

⁴ Montecinos, 2001.

⁵ Montecinos, 2001

piernas del hombre al pedalear y poner en movimiento la llanta. El caudal de agua bombeada depende de la relación de transmisión que se instale, el diámetro del tubo de subida, la altura de bombeo y el diámetro de la llanta. Teniendo en cuenta que el hombre desarrolla más potencia en las piernas que en los brazos (75 W), el accionar de la bicibomba implica menor agotamiento físico y mayor productividad. Como elemento de referencia puede tenerse en cuenta que a una altura total de bombeo de 6 m, una relación de transmisión de 44/18, una llanta de 26 pulgadas y un tubo de subida de $\frac{3}{4}$ pulgadas, es posible bombear aproximadamente 2 L/s, con sólo 52 W de potencia requerida.

1.4.5 Actualmente existen miles de sistemas de bombeo de agua con energía solar fotovoltaica en operación en ranchos ganaderos y agrícolas alrededor del mundo. Los primeros sistemas se instalaron hace 30 años. Hoy, los sistemas son confiables y económicamente competitivos para el productor rural. Los sistemas solares de bombeo pueden satisfacer un amplio rango de necesidades que van desde 1,000 litros diarios para abreviar pequeños hatos o para consumo humano, hasta 50,000 litros diarios para abreviar hatos más grandes e irrigación de pequeñas parcelas. Estos sistemas son sencillos, confiables, requieren de poco mantenimiento y no usan combustible. Otra ventaja es que los sistemas son modulares, de manera que pueden optimizarse para las características específicas de cada proyecto. Sin embargo, su costo inicial es alto comparado con sistemas de bombeo a base de motores de combustión. Por consiguiente, se debe considerar cuidadosamente las ventajas y desventajas de la opción solar antes de tomar una decisión⁶.

1.4.6 En Algodonal, una comunidad de Zapotillo en Loja, ya está activado el primer sistema de agua potable de la frontera sur que funciona con energía solar. Este sistema capta los rayos de sol a través de seis paneles solares y los convierten en corriente eléctrica. Con esta energía se activa una bomba solar sumergible, con la cual se extrae el agua de un pozo de siete metros de profundidad, que fue construido en el cauce de la quebrada Pulao. Cada panel genera hasta 75 vatios de energía. Además, con la fuerza de la bomba sumergible se empuja el agua hasta dos tanques de reserva (2500 litros cada uno), ubicados a 30 m de altura, desde donde llega el agua a 18 viviendas de la comunidad. La

⁶ Garcés, Jaime, et al., 2000

implementación de este sistema requirió una inversión de unos USD 8 000, pero el costo del mantenimiento es muy reducido. El principal cuidado es evitar que el polvo se acumule en los paneles⁷.

1.4.7 En el Parque Itchimbí, el uso que se da actualmente al agua lluvia es únicamente en un humedal existente en la zona oriental, así como en 8 posas de recuperación de agua distribuidas en todo el parque, las cuales sirven para la reproducción de ranas, el resto de agua lluvia únicamente se junta a las aguas negras en el sistema de alcantarillado. Es de gran importancia para el proyecto recalcar que existe un sistema de recolección de agua lluvia en el Colegio Nacional Santiago de Guayaquil, este sistema desemboca en la vía de acceso de autos, y el volumen de agua lluvia recolectado será de gran aporte para el proyecto a realizarse.

1.5 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El proyecto consiste en la utilización de los tanques de la EMAAP-Q que se encuentran abandonados en la zona occidental del Parque Itchimbí. Aprovechando la topografía natural del terreno en el área de estudio, se planifica realizar un sistema de recolección y almacenamiento de agua lluvia. Entonces, se proyecta realizar un circuito por el cual recirculará el agua que será recolectada en épocas de precipitación. Este circuito consta de tres lagunas, una en cada nivel o terraza del proyecto, las dos primeras lagunas generarán caídas de agua a manera de cascada y desde la última laguna el agua recolectada entrará a los tanques de almacenamiento de la EMAAP-Q. Desde estos tanques se bombeará el agua por medio de un sistema de bombeo con energía solar fotovoltaica hasta la laguna ubicada en el nivel más elevado. De esta manera se asegura la recirculación del agua en el circuito y el uso de energías alternativas.

La laguna ubicada en la parte superior del proyecto generará una caída de agua hacia la segunda laguna por medio de un vertedero. Esta caída será de 7 metros de altura. Desde la segunda laguna se generará una nueva caída de agua de 16 metros hasta la tercera laguna. En esta última se instalará rejillas de desbaste para no permitir el paso de los sólidos suspendidos a los

⁷ Energía Solar OK, 2008

tanques de almacenamiento, evitar el posible taponamiento de las bombas y mejorar las condiciones del agua, como por ejemplo bajar la DBO (Demanda Biológica de Oxígeno).

Finalmente, desde la primera laguna, es decir, desde la que se encuentra en la parte superior del área de estudio, se tomará agua mediante un sistema de bombeo a base de energía manual, en este caso, dos bicicletas conectadas mecánicamente a un tornillo de Arquímedes cada una, para elevar el agua una altura de 5 metros. Una vez elevada el agua, ésta caerá sobre dos jardines pequeños que se crearán a cada lado de las bicicletas.

Gráfico 1.1: Perfil del proyecto

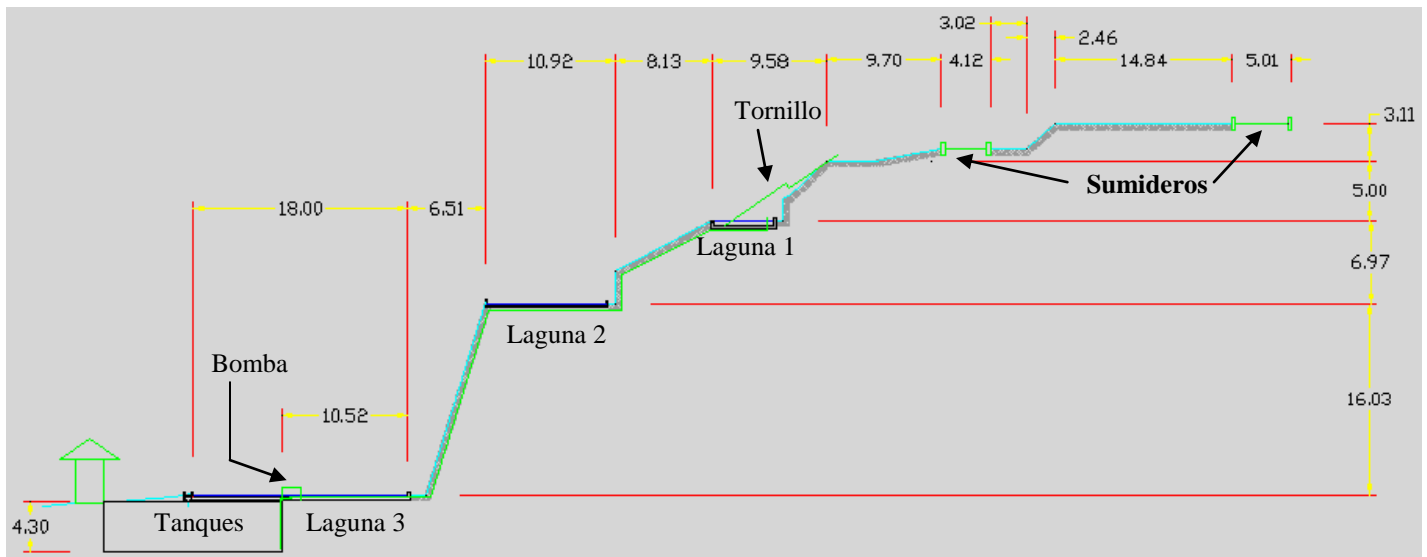
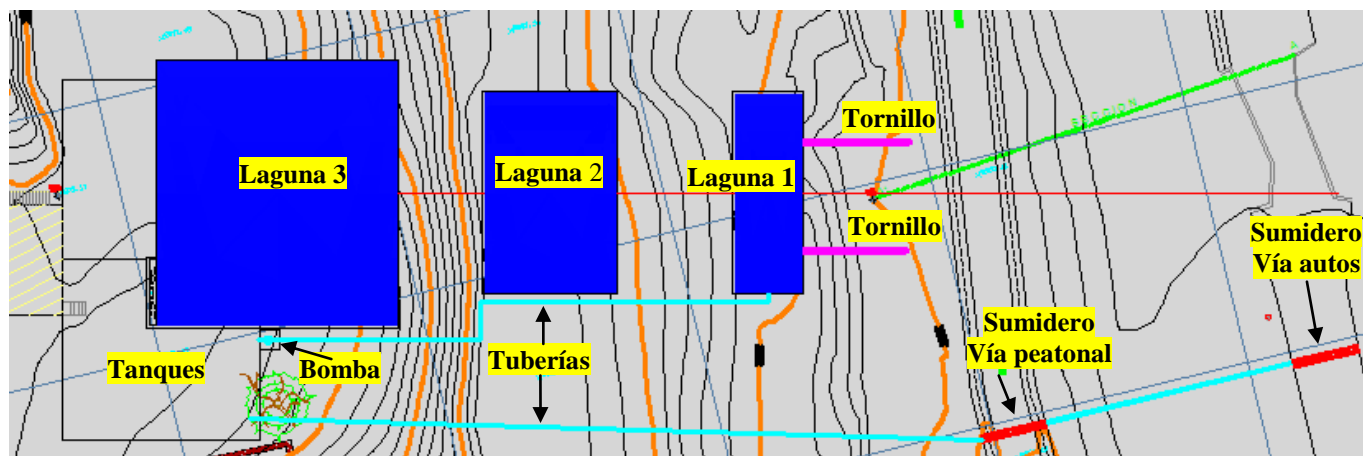


Tabla 1.1: Características de las lagunas

	Laguna 1 Cota+2894	Laguna 2 Cota+2887	Laguna 3 Cota+2872
Largo (m)	15,00	15,00	20,00
Ancho (m)	5,00	9,90	18,00
Profundidad (m)	0,50	0,20	0,20
Volumen (m ³)	37,50	29,70	72,00

La primera laguna tiene una mayor profundidad con la finalidad de tomar agua desde ésta, por medio del Tornillo de Arquímedes para riego de los jardines.

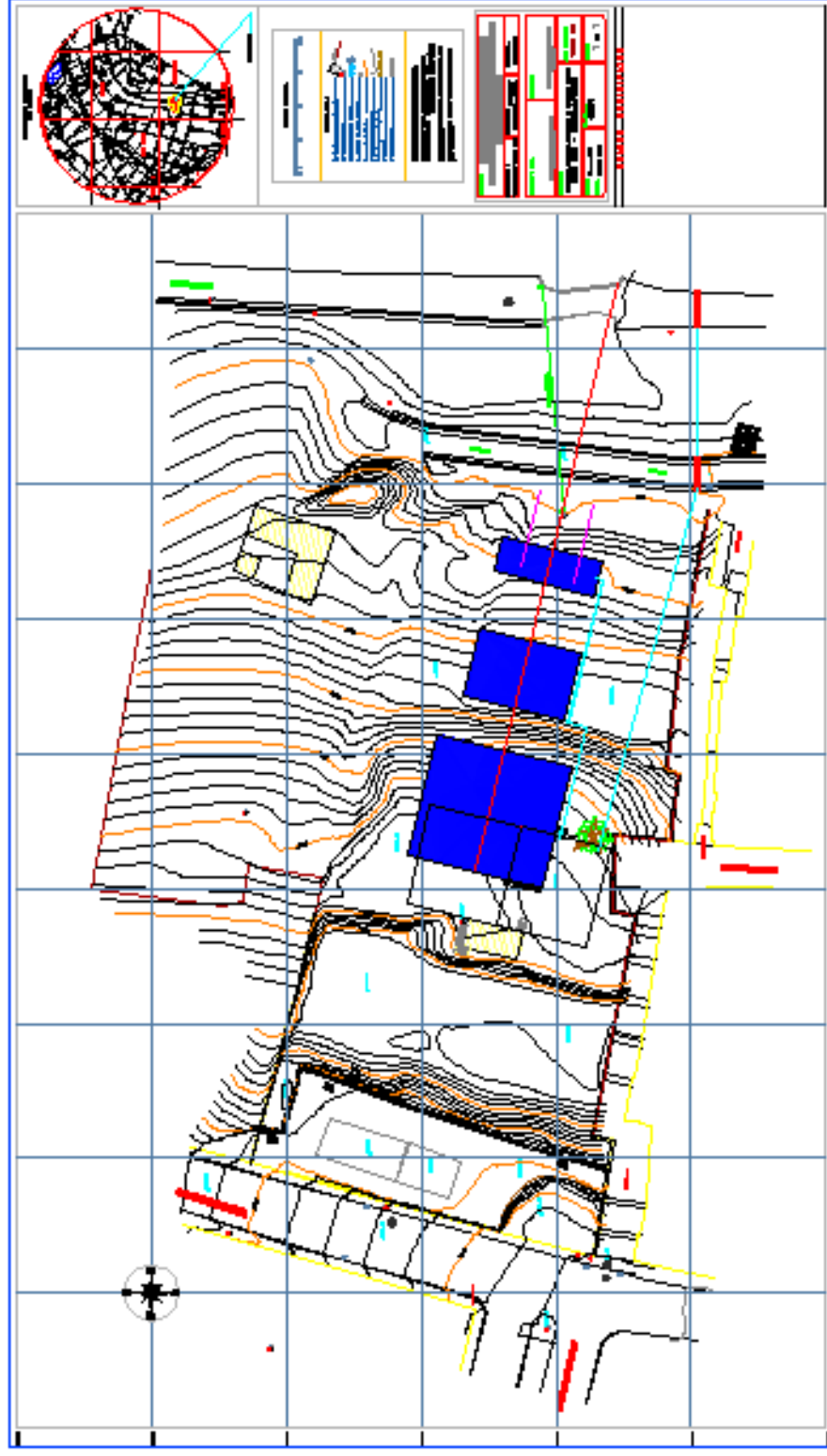
Gráfico 1.2: Vista en planta del proyecto en el levantamiento topográfico



En este gráfico se observa la distribución de las lagunas, siendo la laguna 1 la que se encuentra en una cota mayor que el resto, sin embargo el punto más alto del proyecto se encuentra ubicado a la altura de la vía peatonal, es decir, donde se inician los tornillos de Arquímedes. El punto más bajo del proyecto está conformado por los tanques de la EMAAP-Q.

Los sumideros se encuentran atravesando la vía de acceso de autos y la vía peatonal cada uno, desde donde se instalará una tubería que conducirá el agua hasta los tanques, donde se inicia la recirculación del agua a través del circuito cerrado.

A continuación se muestra la distribución y ubicación de cada parte constituyente del proyecto sobre el levantamiento topográfico.



2. CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 ASPECTOS GENERALES DEL PARQUE ITCHIMBÍA

“El Parque Itchimbía ocupa la cima y las laderas de la loma con el mismo nombre situada en el límite oriental del Centro Histórico de Quito, tiene una extensión de 54 hectáreas y una altitud de 2910 msnm. Está rodeado de barrios tradicionales como El Dorado, La Tola y San Blas. Es un mirador único que ofrece una vista de 360° de Quito y su entorno. A partir del año 2004, la administración del parque está a cargo de un consorcio conformado por el Centro de Investigaciones CIUDAD y la Fundación ECOGESTIÓN. El parque Itchimbía es hoy un espacio limpio y seguro, pulmón verde del Centro Histórico, con una oferta de servicios educativos, recreativos y turísticos de calidad. Uno de los principales objetivos de la gestión del Parque Itchimbía es construirlo en un referente de manejo ambiental en espacios públicos urbanos. En este sentido, desde marzo del 2004, se han emprendido una serie de acciones encaminadas a: recuperar el bosque andino y los antiguos paisajes forestales de Quito, y realizar un manejo integral de los residuos sólidos que se generan. El Parque Itchimbía cuenta con una variada oferta de instalaciones y actividades educativas y recreativas de primera calidad, para recibir mensualmente a un promedio de 30000 visitantes del Distrito Metropolitano de Quito, del país y del mundo”⁸.

En el Parque Itchimbía, existen pozas para la recuperación de anfibios en la zona, ya que la desaparición de estos animales es de preocupación mundial. De las ocho especies de anfibios que existían en Quito, actualmente solo existen dos⁹:

3. Rana Marsupial (*Gastrotheca riobambae*): actualmente existe solo en dos lugares en Quito (los parques Metropolitano e Itchimbía), por lo tanto es de mucha importancia crear espacios para la recuperación de esta especie.

⁸ Página web oficial del Parque Itchimbia

⁹ Flachier et al, 2008

4. Cutín (*Pristimantis unistrigatus*): esta especie no se encuentra en peligro, ya que se ha adaptado notablemente al ambiente urbano, sin embargo es importante preservarla dada la desaparición de otras especies que anteriormente existían en Quito.

2.2 MÉTODO RACIONAL

También conocido como fórmula Ramser, en honor a su autor, es una fórmula que nos permite determinar caudal para cuencas pequeñas ¹⁰. La ecuación que utiliza este método para el cálculo del caudal es:

$$Q = \frac{C.I.A}{360}$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

C = Coeficiente de escurrimiento o escorrentía.

A = Área de drenaje en hectáreas.

I = Intensidad de lluvia en mm/hora.

Con la fórmula de Ramser se puede calcular las capacidades requeridas para canales, terrazas o embalses de una región. Para ello se requiere tener en cuenta la capacidad máxima necesaria para almacenar el agua que pueda llegar, de una u otra parte, cuando ocurra el escurrimiento superficial máximo (escorrentía crítica) dentro del tiempo de vida útil para el que fue proyectada la obra (Prieto, 2004).

2.2.1 Caudal.- El caudal definido como el volumen de escorrentía superficial por unidad de tiempo, es la principal variable que caracteriza la escorrentía superficial. Se expresa en m³/s o L/s¹¹.

¹⁰ EMAAP-Q, 2009

¹¹ Monsalve, 1995

2.2.2 Escorrentía.- La escorrentía superficial es el fenómeno más importante desde el punto de vista de ingeniería, y consiste en la ocurrencia y el transporte de agua en la superficie terrestre. La mayoría de los estudios hidrológicos están ligados al aprovechamiento del agua superficial. La escorrentía superficial comprende el exceso de la precipitación que ocurre después de una lluvia intensa y se mueve libremente por la superficie del terreno. Los factores que influyen en la escorrentía superficial están relacionados con las características climáticas, la naturaleza fisiográfica y con la intervención humana¹².

2.2.2.1 Coeficiente de escorrentía.- Es la relación entre el volumen de agua de escorrentía superficial total y el volumen total de agua precipitado, en un intervalo de tiempo determinado¹³.

Tabla 2.1: Coeficientes de escorrentía

Tipo de vegetación / uso de suelo	Pendiente (%)	Franco arenoso
Praderas	0-5	0,25
	5-10	0,30
	10-30	0,35
Terrenos cultivados	0-5	0,40
	5-10	0,45
	10-30	0,50
Suelo asfaltado	0-5	0,80
	5-10	0,85
	10-30	0,90

2.2.3 Área de drenaje.- La extensión del área está directamente relacionada con la mayor o menor cantidad de agua de escorrentía superficial que la cuenca puede generar.

2.2.4 Intensidad de lluvia.- Cuanto mayor es la intensidad de precipitación, más rápido el suelo colma su capacidad de infiltración, y se provoca un exceso de precipitación que escurrirá superficialmente¹⁴. Para el cálculo de intensidad se aplicará la ecuación empírica

¹² Monsalve, 1995

¹³ Monsalve, 1995

¹⁴ Monsalve, 1995

de autoría del INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología) en conjunto con la EMAAP-Q (Ver anexo 4):

ESTACIÓN QUITO OBSERVATORIO: para el centro y norte de la ciudad

$$I = \frac{486570 * T^{0,0896}}{t^{1,9654}} * [Ln(t + 3)]^{5,234} * (Ln T)^{0,2138}$$

En donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h).

Ln = Logaritmo natural.

t = tiempo en minutos.

T = período de retorno en años.

2.2.5 Período de retorno.- Es el período de tiempo promedio, en años, en que un determinado evento (en este caso caudal), es igualado o superado por lo menos una vez en ese período¹⁵.

2.2.6 Tiempo total.- es la sumatoria del tiempo de recorrido más el tiempo de concentración. Es decir, el tiempo que se demora una gota de agua lluvia en recorrer desde el punto más alejado de la cuenca, hasta una sección determinada, más el tiempo que recorre el agua por tuberías en el trayecto. Para el cálculo de tiempo total se aplicará la ecuación empírica de autoría del INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q:

$$t = tc + tf$$

En donde:

t = tiempo en minutos.

tc = tiempo de concentración de la lluvia en minutos.

tf = tiempo de recorrido

¹⁵ Monsalve, 1995

2.2.6.1 Tiempo de concentración.- Es el tiempo que la lluvia que cae en el punto más distante de una cuenca toma para llegar a una sección o punto determinado. El tiempo de concentración mide el tiempo que se necesita para que toda la hoya contribuya con escorrentía superficial en una sección considerada. Se mide en minutos u horas¹⁶. En el método racional se admite que para cada sección la duración de la lluvia crítica sea igual al tiempo de concentración, esto es, se considera el caso desfavorable de tributo simultáneo de todos los sectores de la cuenca, situados aguas arriba de la sección considerada¹⁷. Para el cálculo de tiempo de concentración se aplicará la ecuación empírica de autoría del INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q:

$$tc = \frac{0,0195 * L^{1,155}}{(Dif.nivel)^{0,385}}$$

En donde:

tc = tiempo de concentración de la lluvia en minutos.

L = Longitud del colector (m).

2.2.6.2 Tiempo de recorrido.- Es el tiempo de flujo dentro de las galerías (tuberías), en la sección que se considera¹⁸. Es decir, el tiempo que el agua circula por tuberías en todo el trayecto a través de la cuenca hasta el punto o sección que se requiere. Para el cálculo de tiempo de recorrido se aplicará la ecuación empírica de autoría del INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q:

$$tf = \frac{1}{60} * \sum \left(\frac{Li}{Vi} \right)$$

En donde:

tf = tiempo de recorrido

Li = (L) Longitud del colector (m).

Vi = velocidad en el colector

¹⁶ Monsalve, 1995

¹⁷ Azevedo y Acosta, 1975

¹⁸ Azevedo y Acosta, 1975

2.3 ECUACIÓN DE HAZEN – WILLIAMS

Esta ecuación sirve para determinar la velocidad en las tuberías o colectores. Se recomienda esta fórmula para diámetros superiores a 50mm (2'')¹⁹.

$$v = 0,355 * C * (Di)^{0,63} * S_f^{0,54}$$

En donde:

v = velocidad media del agua en el tubo en (m/s).

C = coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes de los tubos.

Para PVC, C = 140.

Di = diámetro interno (m).

S_f = pérdida de carga unitaria (m/m).

2.3.1 Pérdida de carga unitaria.- Es la relación entre la diferencia de nivel del punto más alejado de la tubería hasta una altura determinada, y la longitud total de la misma²⁰. Frecuentemente se intenta igualar la pérdida de carga unitaria al desnivel del terreno para aprovechar toda la diferencia del nivel existente entre dos puntos para el transporte de agua. En algunos casos se eleva la pérdida de carga al máximo admisible, resultando mejor diámetro para la tubería. Es decir, la pérdida de carga unitaria se determina para circulación de agua por tuberías ya que la ecuación de Hazen-Williams se utiliza particularmente para determinar la velocidad del agua en tuberías circulares llenas o conductos cerrados, es decir que trabajan a presión.

¹⁹ Azevedo y Acosta, 1975

²⁰ Azevedo y Acosta, 1975

$$S_f = \frac{h_f}{L}$$

En donde:

S_f = pérdida de carga unitaria (m/m).

h_f = diferencia de nivel (m).

L = Longitud total de la cuenca (m).

2.4 CALIDAD DE AGUA

La calidad del agua está determinada según el uso que se le va a dar, es decir no existen parámetros de calidad de agua en general, sino que se determinan según la actividad a realizar con dicho recurso, es así que la calidad del agua es función de su uso.

2.4.1 Caracterización del agua.- La caracterización de un agua tiene como objetivo conocer sus atributos físicos, químicos y biológicos con el propósito de definir su aptitud para uso humano, agrícola, industrial, recreacional o como recurso asimilatorio de descargas contaminantes. La presentación adecuada de los parámetros de caracterización facilita la definición de la calidad del agua para su uso determinado y permite visualizar no solo los aspectos relacionados con su composición química y microbiológica sino también los requerimientos económicos, legales y de tratamiento para su aprovechamiento²¹.

2.4.2 Gestión de agua lluvia.- La Gestión del agua lluvia abarca todos los elementos del ciclo hidrológico, pero centrada en cómo los seres humanos influyen sobre la producción, movimiento y control de la escorrentía superficial. En un sistema natural, el caudal de escorrentía superficial se controla por la cantidad de precipitación, condiciones del suelo, vegetación y geología superficial. Las urbanizaciones crean grandes zonas impermeables que incrementan el caudal medio y la punta de escorrentía superficial. La lluvia, posteriormente arrastra materiales sobre las aguas superficiales, causando la contaminación de los cursos. Los compuestos orgánicos crean demanda de oxígeno, los

²¹ Romero, 2002

nutrientes aceleran la eutrofización de los lagos y los metales pesados se acumulan en el fondo de los sedimentos. Los ingenieros ambientales usan prácticas modernas de gestión de agua de lluvia para emplear sistemas naturales o artificiales para minimizar el daño ambiental. Un programa de gestión completa del agua de lluvia contiene muchos elementos incluyendo infiltración y retención in situ, sistemas colectores y de transporte, control regional de las inundaciones y una mayor mejora en los canales de los recursos de agua²².

2.4.3 Eutroficación.- La eutroficación es un proceso que por lo general se da en aguas tranquilas. La eutroficación es una consecuencia del incremento nutricional debido a la concentración y a la carga existente de nitrógeno y fósforo, principalmente. Conforme aumenta la concentración de nutrientes, la biomasa vegetal va aumentando y la calidad del agua va disminuyendo, haciendo más difícil su uso para abastecimiento municipal y recreación. La eutroficación se produce básicamente por el aporte de nutrientes de las aguas superficiales contaminadas por la actividad agrícola, pecuaria y urbana²³.

2.4.3.1 Fósforo.- Es uno de los nutrientes que controlan el crecimiento de algas, pero un exceso de fósforo produce un desarrollo exorbitado de plantas, el cual es causa de condiciones inadecuadas para ciertos usos benéficos del agua. Es un nutriente de importancia en eutroficación de lagos, donde contribuye a crecimientos incontrolables de algas si se halla en concentraciones mayores de 3mg/L a manera de fosfatos.²⁴ La concentración de fosfatos en los cuerpos de agua superficiales representa un problema debido a la reproducción geométrica de los organismos unicelulares que dependen del fósforo como fuente de alimentación²⁵.

La descarga de 1 gramo de fósforo en un lago puede producir la formación de más de 100g de biomasa (materia orgánica), la cual puede representar una DBO de

²² Corbit, 1999

²³ Romero, 2002

²⁴ Romero, 2002

²⁵ Romero, 1999

150g de oxígeno para su oxidación aeróbica completa, además de los problemas de eutrofización y crecimiento de fitoplancton²⁶.

2.4.3.2 Nitrógeno.- Es uno de los elementos esenciales para el crecimiento de algas, además causa demanda de oxígeno al ser oxidado por las bacterias nitrificantes, reduciendo así el oxígeno disuelto. En general el contenido de nitrógeno en ríos y aguas sin polución es de 0,18 a 3 mg/L.²⁷

2.4.4 Sólidos suspendidos y flotantes.- Uno de los principales problemas que se tiene al realizar gestión de aguas de escorrentía, son los sólidos suspendidos y/o flotantes que vienen acarreados por el agua, como por ejemplo las ramas de árboles, césped, botellas, fundas, etc. Para evitar la entrada de estos sólidos a los sistemas de gestión, se debe usar rejillas de desbaste, las cuales tienen como objetivo separar los sólidos flotantes de gran tamaño. Los tipos de rejillas son, de gruesos con aberturas mayores a 6 mm, rejilla de finos con aberturas entre 1,5 y 6 mm, rejilla de extrafinos con aberturas entre 0,2 y 1,5 mm y microtamices con aberturas entre 0,001 y 0,3 mm que se utilizan en las fases finales de tratamientos²⁸.

2.5 COMPUERTAS

Las compuertas son mecanismos movibles que se pueden colocar en las esclusas de los canales y en los portillos de las presas de río para detener o dejar pasar de manera controlada el agua. Además, son utilizadas para el control del flujo del agua y mantenimiento en los diferentes proyectos de ingeniería, así tenemos: presas, canales y proyectos de irrigación. Existen diferentes tipos de compuertas, y éstas pueden ser clasificadas, según su forma, función y movimiento. El tipo de compuerta a utilizar dependerá del caudal que se desee controlar, de la forma, del tipo de mecanismo de apertura, del espacio disponible y de las condiciones de operación²⁹.

²⁶ Romero, 2002

²⁷ Romero, 2002

²⁸ Valverde y Pérez, 2001

²⁹ Estruagua, 2008

2.5.1 Compuertas Planas Deslizantes.- Son aquellas cuyo mecanismo de apertura se basa en el deslizamiento de la compuerta por unos rieles guías fijos. Este mecanismo pueden ser accionado por diferentes tipos de motores, o de manera manual. Estas compuertas pueden ser de acero estructural o madera, el espesor y el material de la compuerta dependerá de la presión del agua y el diseño de los sellos. Al trabajar a compresión estas compuertas tienen buenas adaptaciones a los sellos presentando pequeñas fugas. Este tipo de compuertas resultan ser económicas, sobre todo para tamaños moderados pues necesitan grandes fuerzas para ser movidas.

2.5.2 Cálculo de la presión hidráulica para compuertas.- Para determinar la presión hidráulica, es decir la presión que el agua ejerce sobre la compuerta, se debe aplicar las siguientes fórmulas empíricas determinadas por ESTRUAGUA, empresa española, especialista en tratamiento de agua y sólidos ³⁰:

Para compuertas con rodillos de desplazamiento,

$$P_h = 1000 H'(L + 0,1)(H + 0,05)$$

Para compuertas de pequeños desagües de fondo,

$$P_h = 1000 H'(L + 0,025)(H + 0,025)$$

Para compuerta plana deslizante,

$$P_h = 1000 H'(L + 0,05)(H + 0,03)$$

En donde:

P_h = Presión hidráulica sobre el tablero en kg.

L = Luz libre del vano en metros (Ancho hueco).

H = Carga máxima de agua en metros (Lamina de agua).

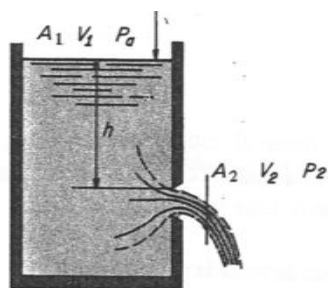
H' = Carga máxima de agua sobre el centro de la compuerta.

³⁰ Estruagua, 2008

2.6 FLUJO EN ORIFICIOS

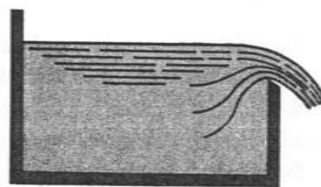
2.6.1 Clasificación de los orificios.- Desde el punto de vista hidráulico, los orificios son perforaciones, generalmente de forma geométrica y perímetro cerrado, hechos por debajo de la superficie libre del líquido, en las paredes de los depósitos, tanques, canales o tuberías. Las aberturas hechas hasta la superficie libre del líquido constituyen los vertederos³¹.

Gráfico 2.1: Ilustración de un orificio



Azevedo y Acosta, 1975

Gráfico 2.2: Esquema de un vertedero



Azevedo y Acosta, 1975

Los orificios pueden ser clasificados teniendo en cuenta la forma en circulares, rectangulares, etc. Teniendo en cuenta sus dimensiones relativas en pequeños y grandes. Son considerados pequeños los orificios cuyas dimensiones son mucho menores que la profundidad en que se encuentran: dimensión vertical igual o inferior a un tercio de la profundidad. Para los orificios pequeños de área inferior a 1/10 de la superficie del recipiente, se puede despreciar la velocidad V_1 del líquido³².

Teniendo en cuenta el espesor de la pared en orificios de pared delgada y en orificios de pared gruesa. La pared es considerada delgada, cuando el chorro de líquido, apenas toca la perforación en una línea que constituye el perímetro del orificio. En una pared gruesa, se verifica la adherencia del chorro líquido. Los orificios en paredes delgadas son contruidos en placas finas o por corte de bisel. El acabado en bisel no es necesario, si el

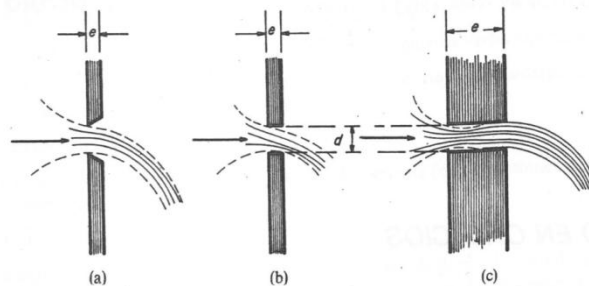
³¹ Azevedo y Acosta, 1975

³² Azevedo y Acosta, 1975

espesor e de la placa es inferior al diámetro d del orificio supuesto circular (o considerando la dimensión menor, si el orificio tuviera otra forma. Al contrario, si el espesor e fuese mayor que una vez y media el diámetro, el chorro se puede adherir al interior de la pared, clasificándose el orificio como de pared gruesa³³.

Gráfico 2.3: Clasificación de orificios por el ancho de la pared.

a) Pared delgada biselada, b) Pared delgada: $e < 1,5d$ y c) Pared gruesa: $e > 1,5d$



Azevedo y Acosta, 1975

Si el valor de e estuviera comprendido entre dos y tres veces el diámetro d , se tiene el caso de una boquilla. El chorro que sale de un orificio se llama vena líquida. Su trayectoria es parabólica (como la de todo cuerpo pesado animado de velocidad inicial)³⁴.

2.6.2 Orificios pequeños en paredes delgadas: Teorema de Torricelli

Experimentalmente, se constata que los filetes líquidos tocan el contorno del orificio y continúan convergiendo, después de pasar por el mismo, hasta una sección A_2 , en la cual el chorro tiene un área sensiblemente menor que el del orificio. Esta sección A_2 es denominada sección contracta (vena contracta)³⁵.

Se acostumbra designar por coeficiente de contractación de la vena la relación entre el área de la sección contracta y el área del orificio:

³³ Azevedo y Acosta, 1975

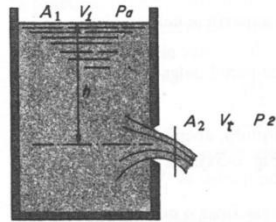
³⁴ Azevedo y Acosta, 1975

³⁵ Azevedo y Acosta, 1975

$$C_c = \frac{A_2}{A}$$

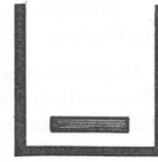
El valor medio práctico de C_c es 0,62; teóricamente del valor de C_c es igual a $\frac{\pi}{\pi+2}$ para orificios largos abiertos en paredes delgadas³⁶.

Gráfico 2.4: Vena contracta y ubicación de áreas volúmenes y presiones



Azevedo y Acosta, 1975

Gráfico 2.5: Orificio largo, abierto de pared delgada



Azevedo y Acosta, 1975

En el caso de orificios pequeños, se puede admitir, sin error apreciable, que todas las partículas atraviesan el orificio animadas de la misma velocidad, bajo la misma carga h .

Tabla 2.2: Coeficiente de contracción para orificios circulares en paredes delgadas

Carga h, m	Diámetro del orificio (cm)				
	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
0,20	0,685	0,656	0,626	0,621	0,617
0,40	0,681	0,646	0,625	0,619	0,616
0,60	0,676	0,644	0,623	0,618	0,615
0,80	0,673	0,641	0,622	0,617	0,615
1,00	0,670	0,639	0,621	0,617	0,615
1,50	0,666	0,637	0,620	0,617	0,615
2,00	0,665	0,636	0,620	0,617	0,615
3,00	0,663	0,634	0,620	0,616	0,615
5,00	0,663	0,634	0,619	0,616	0,614
10,00	0,662	0,633	0,617	0,615	0,614

Aplicándose el teorema de Bernoulli a las secciones 1 y 2, tomándose el eje del orificio como referencia,

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{P_a}{\gamma} + h = \frac{v_t^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma}$$

³⁶ Azevedo y Acosta, 1975

Como en este caso la sección A_2 del orificio es muy pequeña con relación a A_1 , la velocidad v_1 es despreciable frente a v_t :

$$v_t^2 = 2g \left(h + \frac{P_a - P_2}{\gamma} \right)$$

En el caso más común, en que la vena líquida fluye en la atmósfera,

$$P_2 = P_a,$$

$$v_t = \sqrt{2gh},$$

Expresión del conocido teorema de Torricelli.

Cada partícula, al atravesar la sección contracta tendría una velocidad idéntica al de la caída libre, desde la superficie libre del depósito hasta el plano de referencia, pasando por el centro del orificio. v_t es la velocidad teórica, que no tiene en cuenta las pérdidas siempre existentes. En la realidad sin embargo: $v_2 < v_t$, y por eso se introduce un coeficiente de corrección: coeficiente de reducción de velocidad, siempre menor que la unidad³⁷:

$$C_v = \frac{v_2}{v_t}$$

³⁷ Azevedo y Acosta, 1975

Tabla 2.3: Coeficiente de velocidad para orificios circulares de pared delgada

Carga	Diámetro del orificio, (cm)				
h, m	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
0,20	0,954	0,964	0,973	0,978	0,984
0,40	0,956	0,967	0,976	0,981	0,986
0,60	0,958	0,971	0,980	0,983	0,988
0,80	0,959	0,972	0,981	0,984	0,988
1,00	0,958	0,974	0,982	0,984	0,988
1,50	0,958	0,976	0,984	0,984	0,988
2,00	0,956	0,978	0,984	0,984	0,988
3,00	0,957	0,979	0,985	0,986	0,988
5,00	0,957	0,980	0,987	0,986	0,990
10,00	0,958	0,981	0,990	0,988	0,992

Azevedo y Acosta, 1975

Por lo tanto se tiene que:

$$v_2 = C_v v_t = C_v \sqrt{2gh}$$

El caudal estará entonces dado por:

$$Q = Av = A_2 v_2$$

$$Q = AC_c C_v \sqrt{2gh}$$

Designándose por coeficiente de descarga o de caudal al producto $C_c C_v$:

$$C_d = C_c C_v$$

Finalmente, se obtiene la fórmula general para pequeños orificios:

$$Q = C_d A \sqrt{2gh}$$

En donde:

Q = caudal en m^3/s .

h = carga sobre el centro del orificio (m^2).

A = área del orificio (m^2).

C_d = coeficiente de descarga.

Las esclusas y compuertas pueden ser consideradas como orificios. En el caso de compuertas con contracción completa, el coeficiente C_d equivale a 0,61: en las compuertas con contracción incompleta, por influencia del fondo o de las paredes laterales, el coeficiente varía de 0,65 a 0,70, pudiendo llegar a valores aún más elevados en condiciones favorables. Valor práctico usual: $C_d = 0,67^{38}$.

Para que la contracción sea completa, produciéndose en todo el contorno de la vena, es necesario que el orificio esté localizado a una distancia del fondo o de las paredes laterales, por lo menos igual a dos veces su dimensión menor. En el caso de los orificios abiertos, junto al fondo o a las paredes laterales, es indispensable una corrección. En estas condiciones, se aplica un coeficiente de descarga C'_d corregido³⁹.

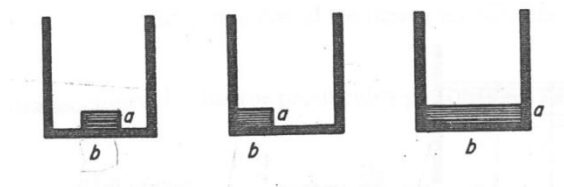
Para los orificios rectangulares:

$$C'_d = C_d(1 + 0,15k)$$

En donde:

$$k = \frac{\text{perímetro de la parte donde hay supresión}}{\text{perímetro total del orificio}}$$

Gráfico: Coeficiente k para diversas formas de orificio



Para el primer gráfico: $k = \frac{b}{2(a+b)}$.

Para el segundo gráfico: $k = \frac{a+b}{2(a+b)}$.

Para el tercer gráfico: $k = \frac{2a+b}{2(a+b)}$.

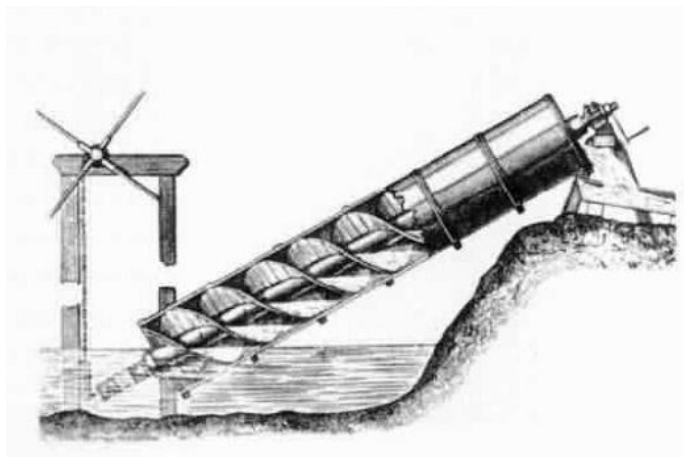
³⁸ Azevedo y Acosta, 1975

³⁹ Azevedo y Acosta, 1975

2.7 TORNILLO DE ARQUÍMEDES

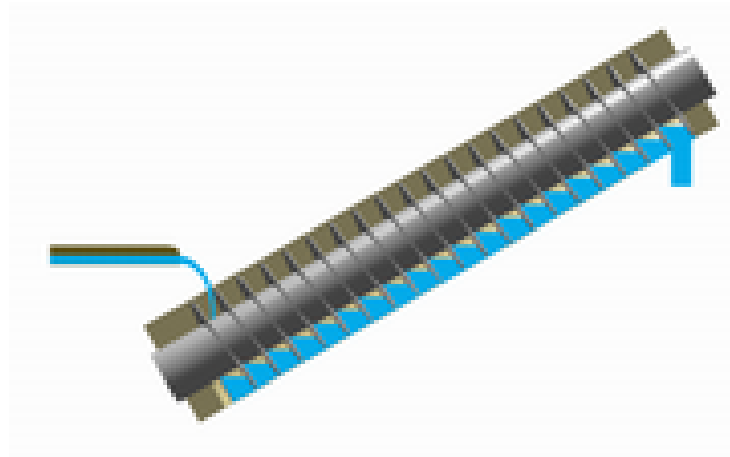
El tornillo de Arquímedes es un aparato elevador de agua que consiste en un gran cilindro hueco que lleva en su interior una rampa helicoidal (como una espiral de tornillo) apoyada en el eje del cilindro. Éste se coloca oblicuamente y con la extremidad inferior (en donde se halla una abertura) sumergida en el depósito de agua que se quiere elevar. El agua penetra por la abertura en el interior del cilindro y al dar vueltas va resbalando el líquido por la rampa helicoidal para ocupar, en virtud de la gravedad, la parte inferior de cada espiral. A causa del movimiento de la rampa, el agua va ascendiendo de espiral a espiral hasta llegar a la parte superior del cilindro, por donde se vierte. Esta máquina tiene el inconveniente de necesitar gran espacio para su emplazamiento, lo cual hace imposible o muy difícil su instalación en muchos casos. Es muy poco usada, especialmente desde que se han perfeccionado tanto las bombas⁴⁰.

Gráfico 2.6: Tornillo de Arquímedes



⁴⁰ Diccionario Enciclopédico Hispano-Americano, 2007

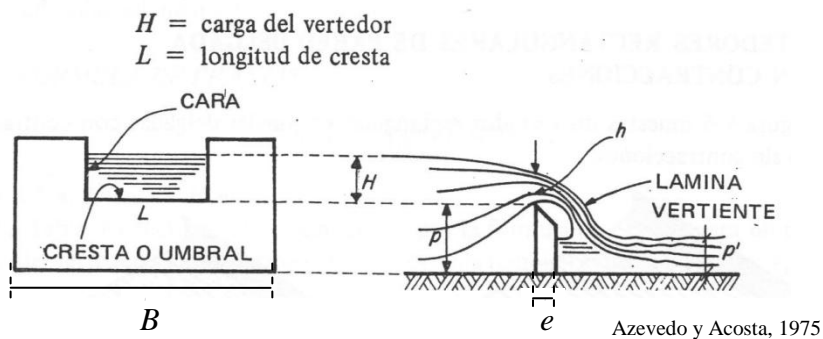
Gráfico 2.7: Gráfico explicativo del tornillo de Arquímedes



2.8 VERTEDEROS

Los vertederos pueden ser definidos como simples aberturas, sobre los cuales un líquido fluye. El término se aplica también a obstáculos en el paso de la corriente y a las excedencias de los embalses. Los vertederos entonces también pueden ser vistos como orificios sin el borde superior. El borde horizontal se denomina cresta o umbral. Los bordes verticales constituyen la cara del vertedero. La carga del vertedero (H) es la altura alcanzada por el agua, a partir de la cresta del vertedero. Debido a la depresión de la lámina vertiente junto al vertedero, la carga H debe ser medida aguas arriba, a una distancia aproximadamente igual o superior a $5H^{41}$.

Gráfico 2.8: Descripción de los vertederos



⁴¹ Azevedo y Acosta, 1975

2.8.1 Clasificación de los vertederos.- Los vertederos presentan diversos comportamientos según las variadas formas y disposiciones, por esta razón pueden ser clasificados de varias maneras⁴²:

Forma:

- a) Simples: rectangulares, trapezoidales, triangulares, etc.
- b) Compuestos: secciones combinadas.

Altura relativa al umbral:

- a) Vertederos completos o libres: ($p > p'$).
- b) Vertederos incompletos o ahogados: ($p < p'$).

Espesor de la pared:

- a) Vertederos de pared delgada: placas o madera biselada.
- b) Vertederos de pared gruesa: ($e > 0,66H$).

Longitud de la cresta:

- a) Vertederos sin contracciones laterales: ($L=B$).
- b) Vertederos con contracciones: ($L > B$).

2.8.2 Vertedores rectangulares de pared delgada con contracciones.- Las contracciones ocurren en los vertederos cuyo ancho es inferior a la del canal en que se encuentran instalados ($L < B$). Francis, después de muchos experimentos concluyó que todo paso como si en el vertedero con contracciones al ancho fuese reducido y se debe considerar en la fórmula un valor corregido para L ⁴³.

⁴² Azevedo y Acosta, 1975

⁴³ Azevedo y Acosta, 1975

La fórmula de Francis es:

$$Q = 1,838 L H^{3/2}$$

En donde:

Q = caudal (m^3/s)

L = longitud de la cresta (m)

H = carga del vertedor (m)

El L corregido es:

$$L' = L - 0,1H$$

En donde:

L' = longitud corregida (m)

Finalmente la fórmula de Francis para vertederos rectangulares de pared delgada con una contracción es:

$$Q = 1,838 \left(\frac{L - 2H}{10} \right) H^{3/2}$$

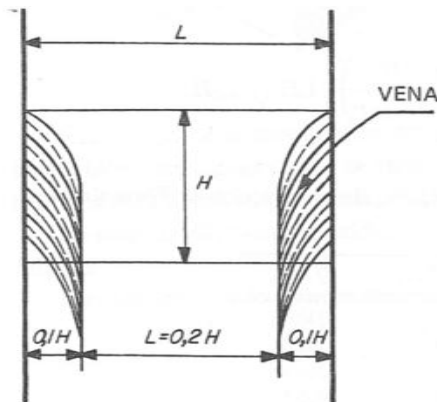
En donde:

Q = caudal (m^3/s)

L = longitud de la cresta (m)

H = carga del vertedor (m)

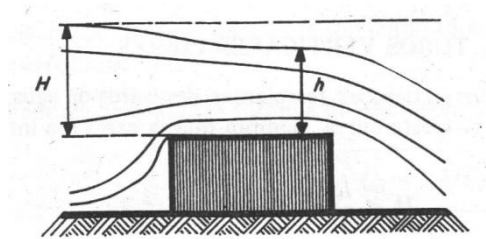
Gráfico 2.9: Vertedero de pared delgada con una contracción



Azevedo y Acosta, 1975

2.8.3 Vertederos de pared gruesa.- Un vertedero es considerado de pared gruesa cuando la cresta es suficientemente gruesa, para que en la vena adherente se establezca el paralelismo de los filetes⁴⁴.

Gráfico 2.10: Vertedor de pared gruesa



Azevedo y Acosta, 1975

Para este tipo de vertederos, se tienen las siguientes ecuaciones:

$$h = \frac{2}{3}H$$

$$Q = 1,71LH^{3/2}$$

En donde:

Q = caudal (m³/s)

L = longitud de la cresta (m)

H = carga del vertedor (m)

Estas ecuaciones han sido confirmadas en la práctica

2.9 CÁLCULO DE ALTURAS DE BOMBEO

La altura total (manométrica) de elevación H_{man} de una bomba está constituida por la altura estática de elevación H_{est} (diferencia de alturas entre el nivel de aspiración y el de impulsión,

⁴⁴ Azevedo y Acosta, 1975

llamada también altura geodésica o de nivelación) y la altura correspondiente a las resistencias H_w (ocasionada por el rozamiento del líquido en las tuberías). Se tiene, pues:

$$H_{man} = H_{est} + H_w \text{ [m col. de líquido]}$$

Las fracciones de altura de elevación con frecuencia se calculan por separado para la tubería de aspiración antes de la bomba y la tubería de impulsión, después de la misma, dando las alturas manométricas correspondientes de aspiración y de impulsión H_s y H_d [m col. de agua]. Existen algunas alturas más que influyen, estas se las irá determinando en el desarrollo del proyecto⁴⁵.

El conjunto elevador deberá vencer la diferencia de nivel entre los dos puntos, más las pérdidas de carga en todo el trayecto (pérdida por fricción a lo largo de la tubería y pérdidas locales debidas a las piezas y accesorios)⁴⁶.

H_{et} = altura geométrica, esto es, la diferencia de nivel; (Altura estática total).

H_s = altura de aspiración o succión, esto es, altura del eje de la bomba sobre el nivel inferior.

H_d = altura de descarga, o sea, la altura del nivel superior en relación al eje de la bomba.

$$H_s + H_d = H_g$$

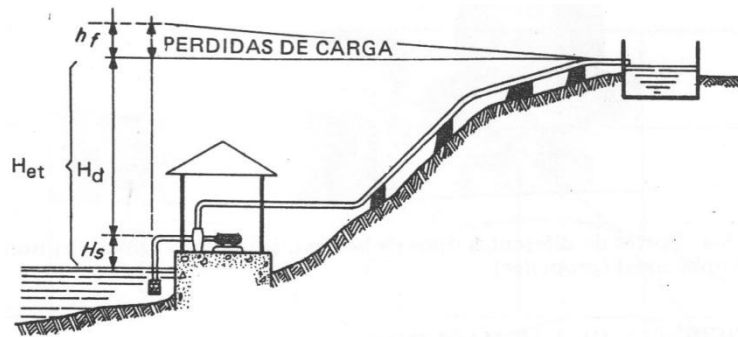
H_t = carga total en el sistema de bombeo, que corresponde a

$$H_t = H_g + \text{pérdidas de carga totales}$$

⁴⁵ Schleicher, 1960

⁴⁶ Azevedo y Acosta, 1975

Gráfico 2.11: Alturas para el cálculo de la potencia del sistema de bombeo

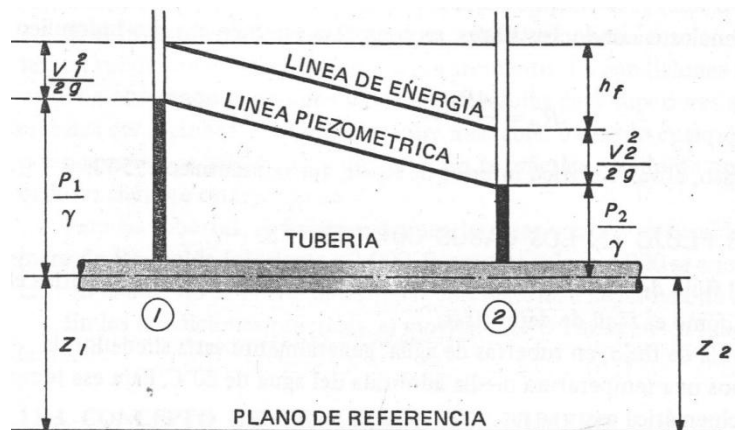


Azevedo y Acosta, 1975

2.10 PÉRDIDAS DE CARGA

En el estudio de fluidos en movimiento no se puede prescindir de la viscosidad y sus efectos.

Gráfico 2.12: Diagrama explicativo de pérdidas de carga



Azevedo y Acosta, 1975

En el gráfico se muestra que un líquido fluye de (1) a (2) por la tubería. Parte de la energía inicial se disipa como calor. La suma de las tres cargas en (2) (Teorema de Bernoulli) no iguala la carga total en (1), esta diferencia se denomina pérdida de carga. Esta pérdida comúnmente se llama pérdida por fricción o rozamiento, pero no se debe suponer que sea una forma de rozamiento como la que ocurre en los sólidos. Junto a las paredes de los tubos no hay movimiento del fluido. La velocidad se eleva desde cero hasta su máximo valor al eje del tubo.

Se puede así imaginar una serie de capas en movimiento, con velocidades diferentes y responsables por la disipación de la energía. Cuando el régimen es turbulento, la resistencia es el efecto combinado de las fuerzas debido a la viscosidad y a la inercia. En este caso, la distribución de las velocidades depende de la turbulencia y por las condiciones de las paredes de los tubos⁴⁷.

2.10.1 Pérdidas por fricción.- Estas pérdidas son ocasionadas por el movimiento del agua en la propia tubería. Se admite que esta pérdida sea uniforme en cualquier trecho de una tubería de dimensiones constantes, independientemente de la posición de la tubería.

2.10.2 Pérdidas de carga locales.- En las tuberías, cualquier causa perturbadora, cualquier elemento o dispositivo que venga a establecer o elevar la turbulencia, cambiar la dirección o alterar la velocidad, origina una pérdida de carga. Por motivo de la inercia y de torbellinos, parte de la energía mecánica disponible se convierte en calor y se disipa. Las pérdidas causadas por perturbaciones en la tubería se denominan locales, localizadas, accidentales o singulares, por el hecho de resultar específicamente de puntos o partes bien determinadas de la tubería, al contrario de lo que ocurre con las pérdidas a consecuencia del flujo a lo largo de la misma⁴⁸.

Estas pérdidas pueden ser calculadas por el método de longitudes equivalentes de tubería, en el cual se considera que una tubería que comprende diversas piezas especiales y otras características que generen pérdida de carga, equivale a una tubería rectilínea de mayor extensión. A cada pieza especial corresponde una cierta extensión ficticia y adicional, obteniéndose así una extensión virtual de la tubería. Además, se ha observado que la pérdida de carga al pasar por piezas especiales varía con la misma función de velocidad que se obtiene para resistencia al flujo en tramos rectilíneos de la tubería, por lo tanto el coeficiente de rozamiento es el mismo para las piezas especiales como para la tubería⁴⁹.

⁴⁷ Azevedo y Acosta, 1975

⁴⁸ Azevedo y Acosta, 1975

⁴⁹ Azevedo y Acosta, 1975

2.11 ECUACIÓN DE DARCY WEISBACH.- con esta fórmula se puede calcular la pérdida de carga a lo largo de las tuberías. La fórmula de Darcy se presenta con la siguiente fórmula:

$$h_f = f \frac{Lv^2}{D2g}$$

En donde:

h_f = pérdida de carga (m)

f = coeficiente de fricción

L = longitud de la tubería

v^2 = velocidad media (m/s)

D = diámetro del tubo (m)

g = aceleración de la gravedad 9,8 (m/s²)

Tabla 2.4: Valores de coeficiente de fricción para tubos nuevo de acero, conduciendo agua fría, para tuberías nuevas (Fórmula de Darcy)

<i>D</i>		Velocidad media en m/s							
mm	pol	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00	3,00
13	1/2	0,041	0,037	0,034	0,032	0,031	0,029	0,028	0,027
19	3/4	0,040	0,036	0,033	0,031	0,030	0,028	0,027	0,026
25	1	0,039	0,034	0,032	0,030	0,029	0,027	0,026	0,025
38	1 1/2	0,037	0,033	0,031	0,029	0,029	0,027	0,026	0,025
50	2	0,035	0,032	0,030	0,028	0,027	0,026	0,026	0,024
75	3	0,034	0,031	0,029	0,027	0,026	0,025	0,025	0,024
100	4	0,033	0,030	0,028	0,026	0,026	0,025	0,024	0,023
150	6	0,031	0,028	0,026	0,025	0,025	0,024	0,024	0,022
200	8	0,030	0,027	0,025	0,024	0,024	0,023	0,023	0,021
250	10	0,028	0,026	0,024	0,023	0,023	0,022	0,022	0,020
300	12	0,027	0,025	0,023	0,022	0,022	0,021	0,021	0,019
350	14	0,026	0,024	0,022	0,022	0,022	0,021	0,021	0,018
400	16	0,024	0,023	0,022	0,021	0,021	0,020	0,020	0,018
450	18	0,024	0,022	0,021	0,020	0,020	0,020	0,020	0,017
500	22	0,023	0,022	0,020	0,020	0,019	0,019	0,019	0,017
550	20	0,023	0,021	0,019	0,019	0,018	0,018	0,018	0,016
600	24	0,022	0,020	0,019	0,018	0,018	0,017	0,017	0,015

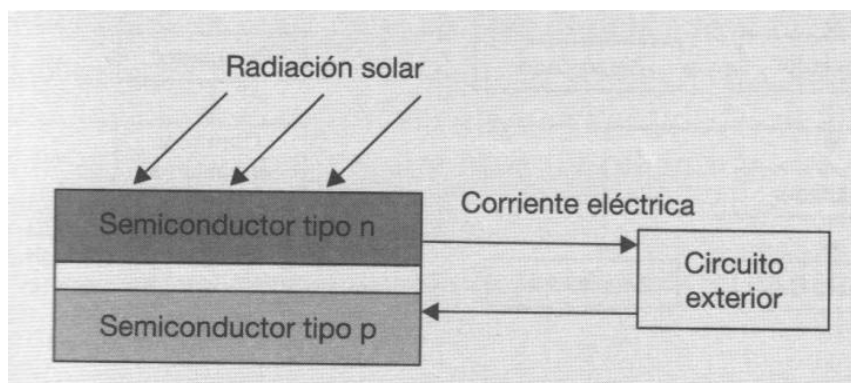
Azevedo y Acosta, 1975

2.12 ENERGÍA SOLAR FOTOVOLTAICA

El aprovechamiento de la energía solar, como fuente de energía útil tiene un doble objetivo: por un lado ahorrar en energías no renovables y por otro amortiguar el impacto ambiental generado por ellas. Si se intenta aprovechar esta energía de la mejor manera se deben considerar: horas de sol para una situación geográfica determinada, trayectoria aparente del sol respecto a un punto situado sobre la superficie de la Tierra, cantidad de energía recibida por metro cuadrado y unidad de tiempo, energía recibida a lo largo de un día, mes, año, etc⁵⁰.

2.12.1 Sistemas Fotovoltaicos.- Se basan en la conversión directa de la radiación solar en energía eléctrica mediante la conversión fotovoltaica; esto se consigue mediante dispositivos llamados células solares⁵¹.

Gráfico 2.13: funcionamiento de un sistema fotovoltaico



Una célula solar está formada por tres elementos: un semiconductor tipo n (exceso de carga negativa), una unión pn y un semiconductor tipo p (exceso de carga positiva). La luz del sol que llega a la superficie, si posee la energía suficiente, libera electrones y crea una diferencia de potencial entre ambos semiconductores que, cuando se cierra externamente el circuito, es capaz de hacer circular una corriente eléctrica⁵².

⁵⁰ Jutglar, 2004

⁵¹ Jutglar, 2004

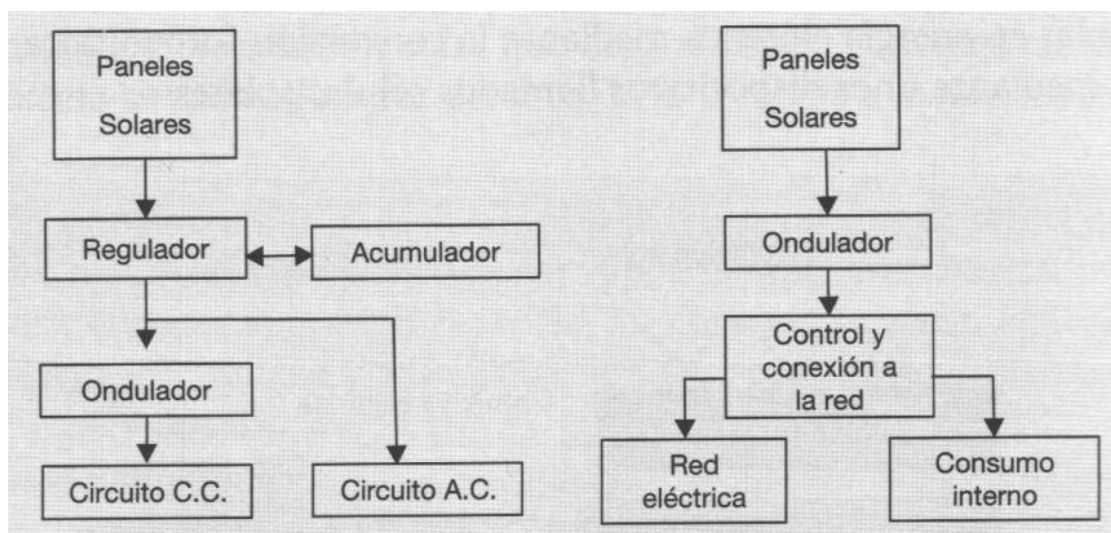
⁵² Jutglar, 2004

Como semiconductores se pueden utilizar diversos materiales, el más utilizado es el silicio contaminado artificialmente (dopado). El elemento tipo n se dopa con fósforo u otra sustancia elemental similar, en tanto que el elemento tipo p se dopa con boro o similar⁵³.

Las células fotovoltaicas son muy delgadas, del orden de 200 a 400 micras. Al ser tan delgadas, son muy transparentes, y esta característica se ha aprovechado para construir paneles compuestos por un colector fotovoltaico y otro fototérmico, uno debajo del otro, con lo cual se consigue un mayor aprovechamiento de la radiación solar⁵⁴.

Como la corriente eléctrica generada por las células fotovoltaicas es continua y solo se produce cuando el sol ilumina el panel solar, en general, cualquier instalación de este tipo deberá disponer de: un sistema de acumulación de energía eléctrica (baterías o acumuladores), equipos de conversión continua – alterna si alimenta una demanda convencional en corriente alterna, un sistema de control de la instalación y un equipo de conexión a la red eléctrica⁵⁵.

Gráfico 2.14: Elementos principales de un equipo fotovoltaico de generación de electricidad en isla (izquierda) o interconectado con la red (derecha)



⁵³ Jutglar, 2004

⁵⁴ Jutglar, 2004

⁵⁵ Jutglar, 2004

3 CAPITULO 3

CARACTERIZACIÓN DEL ÁREA

3.2 RECONOCIMIENTO TOPOGRÁFICO

Luego de un recorrido de campo en la zona de trabajo, se realizó el levantamiento topográfico del terreno que aproximadamente tiene 1,2 hectáreas, con sus coordenadas respectivas en Norte, Este, en un sistema TM (Transversal de Mercator) coordenadas respecto al plano de Quito y elevación o cota relativa al nivel medio del mar, obtenidas con GPS de precisión, a través del rastreo satelital. Se realizó el rastreo de dos puntos de control, con GPS de precisión sub – céntrica distribuidos en la zona del levantamiento; de tal manera que permita llevar un control del levantamiento topográfico, tanto para la posición horizontal como vertical o altimétrica.

3.2.1 Enlace de coordenadas planas.- Empleando un sistema de Posicionamiento GPS de precisión, L1 se enlaza a un vértice de la red básica de control del Instituto Geográfico Militar (IGM), TM (Transversal de Mercator), Plano de Quito, que se establece para este proyecto, los receptores se disponen en modalidad diferencial al recibir simultáneamente dos antenas receptoras formando un vector entre el punto base IGM, y el primer punto radial en el terreno, cuya precisión es de 5mm + 1ppm en horizontal y 10mm + 1ppm vertical.

Los datos son procesados en el programa GPS de ASHTECH / Magellan, obteniendo una solución de coordenadas ajustadas al sistema geodésico mundial WGS84, para finalmente transformar las coordenadas geográficas, en la Proyección Normal de Mercator del Plano de Quito de Datum WGS 84, cuyos parámetros básicos son:

4	Transversa de Mercator, (TM). Plano de Quito	
5	Zona 17 Sur	
6	Longitud del Meridiano Central	78°30'00``W
7	Factor de escala Meridiano Central	1.00045840 m
8	Latitud de origen	00°00'00`` N

9 Falso Norte	10 000000 m
10 Falso Este	5000000 m
11 Datum Geodésico	186 WGS 1984

3.2.2 Polígono básico.- Al iniciar el polígono base para el levantamiento topográfico, se estacionó en un punto GPS, y observando a un segundo punto GPS determinado como línea base de partida, se establecieron los valores de las coordenadas planas de todos los puntos auxiliares o polígonos secundarios de los que se realizarán las radiales de todos los detalles existentes en el terreno. En la determinación del polígono básico se utilizó una Estación Total de marca Trimble 3605 DR, de 3 segundos de precisión angular y 2ppm de precisión en la medición de distancias.

Partiendo del punto estación GPS inicial, se planificó un polígono que recorre perimetralmente el área del proyecto, de tal manera que en cada estación nueva determinada, se realizó una comprobación angular de cierre y de distancia, operación que realizó la Estación Total como procedimiento de verificación al transitar de una a otra estación.

3.2.3 Levantamiento topográfico.- de cada estación del polígono base, se determinó radialmente las coordenadas de cada punto observado en detalle como calles, postes, tendido eléctrico y de teléfono, construcciones a nivel perimetral, tapas de alcantarillas, sumideros, etc. Es importante destacar que en la lectura de la medida con estación total se obtienen directamente las coordenadas Norte, Este y la Altura de cada punto de detalle topográfico.

Para el levantamiento topográfico se utilizó una Estación Total de marca Trimble 3605 DR, con una precisión angular de 3 segundos. Realizando los respectivos enlaces desde los vértices de los polígonos básicos y auxiliares, se procedió a obtener los datos de campo existentes que comprende el área de trabajo.

La red geodésica y la formación de los polígonos principal están debidamente registrados y monumentados en campo; de tal manera que puedan ser utilizados posteriormente de acuerdo a la conveniencia para control de los trabajos posteriores.

3.2.4 Monumentación.- para control del trabajo topográfico y posterior seguimiento de las obras, se dejaron referencias distribuidas adecuadamente en función de la visibilidad y alcance de los instrumentos topográficos, con estacas de madera y clavos de acero empotrados.

3.2.5 Trabajos de oficina.- los datos de campo registrados en la memoria de la Estación Total, se transferirán directamente al computador empleando un programa utilitario adecuado para este propósito.

El programa utilizado para el proceso de datos de campo es el EAGLE POINT, con el cual se elabora la red de triángulos irregulares que permiten la generación de modelos de terreno y posteriormente las curvas de nivel a cada metro en las secundarias y cada cinco metros en las curvas índices.

3.2.6 Elaboración de planos.- todos los punto del levantamiento están registrados en el archivo digital final, sobre una plataforma Autocad DWG. con la respectiva codificación de cada uno de los puntos de detalle levantados. El plano de impresión se elaboró a una escala de 1:200 en papel bond, en blanco y negro con curvas de nivel cada metro.

El reconocimiento topográfico del área donde se realizará el proyecto determinó, distancias, áreas y sobretodo las cotas o alturas con las que se debe realizar el cálculo y diseño del sistema de bombeo.

3.2.7 Resultados del levantamiento topográfico.-

LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO DEL ÁREA DE ESTUDIO

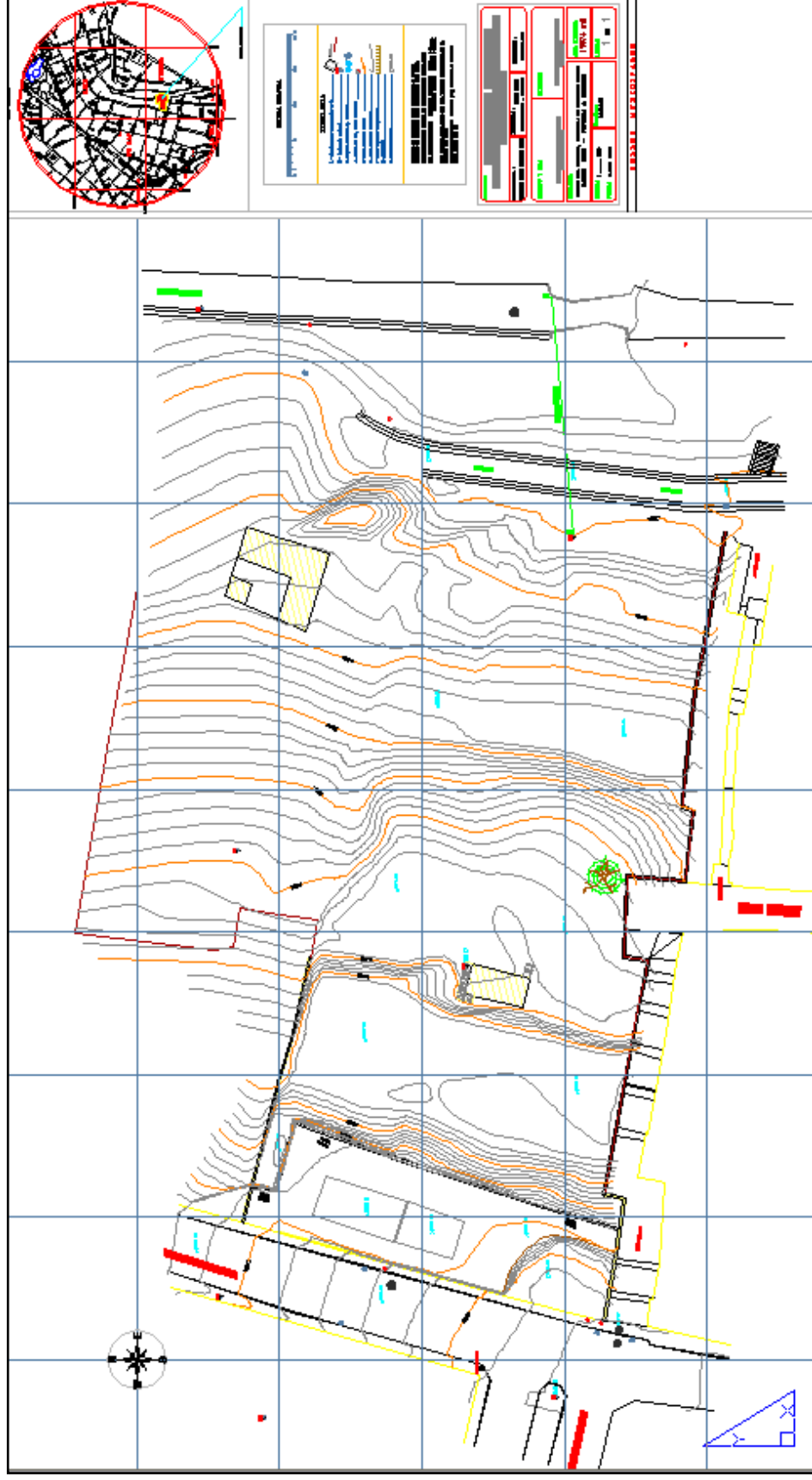
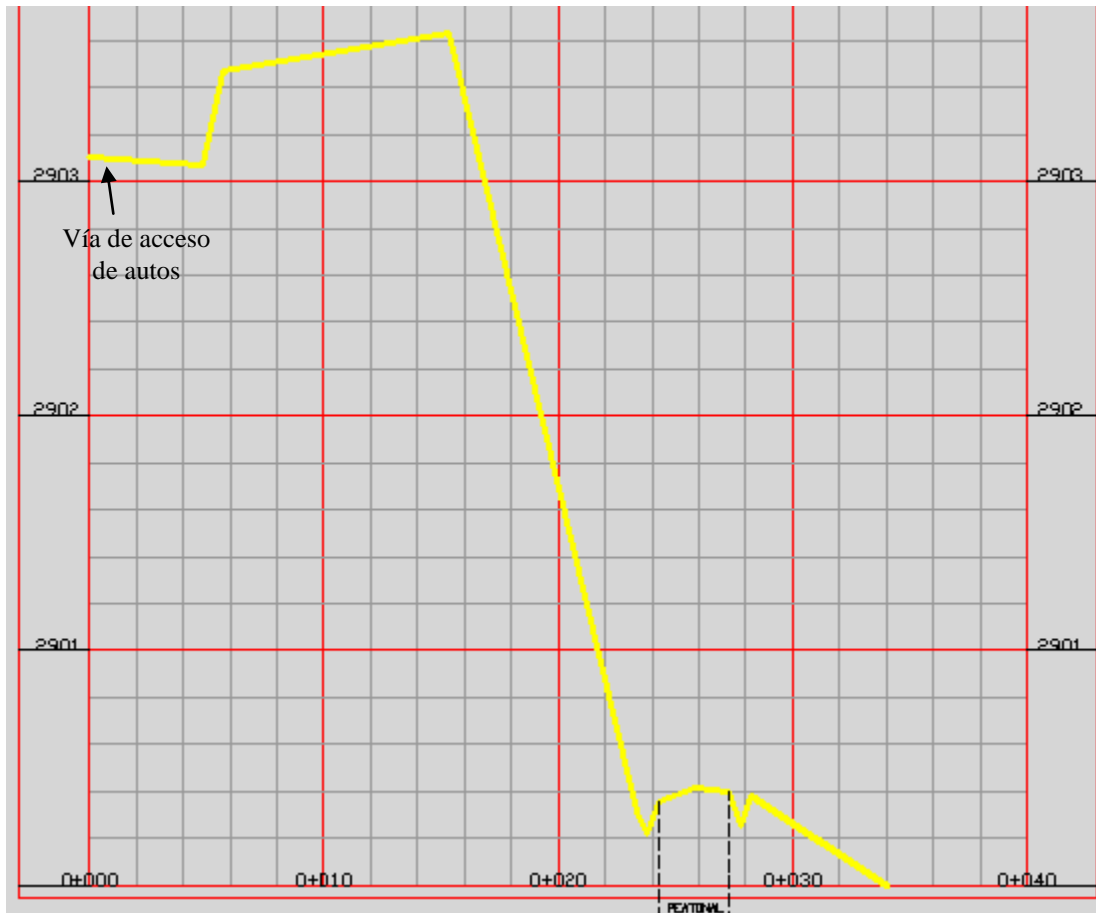


Gráfico 3.1: Corte transversal de la sección A-A` del levantamiento topográfico

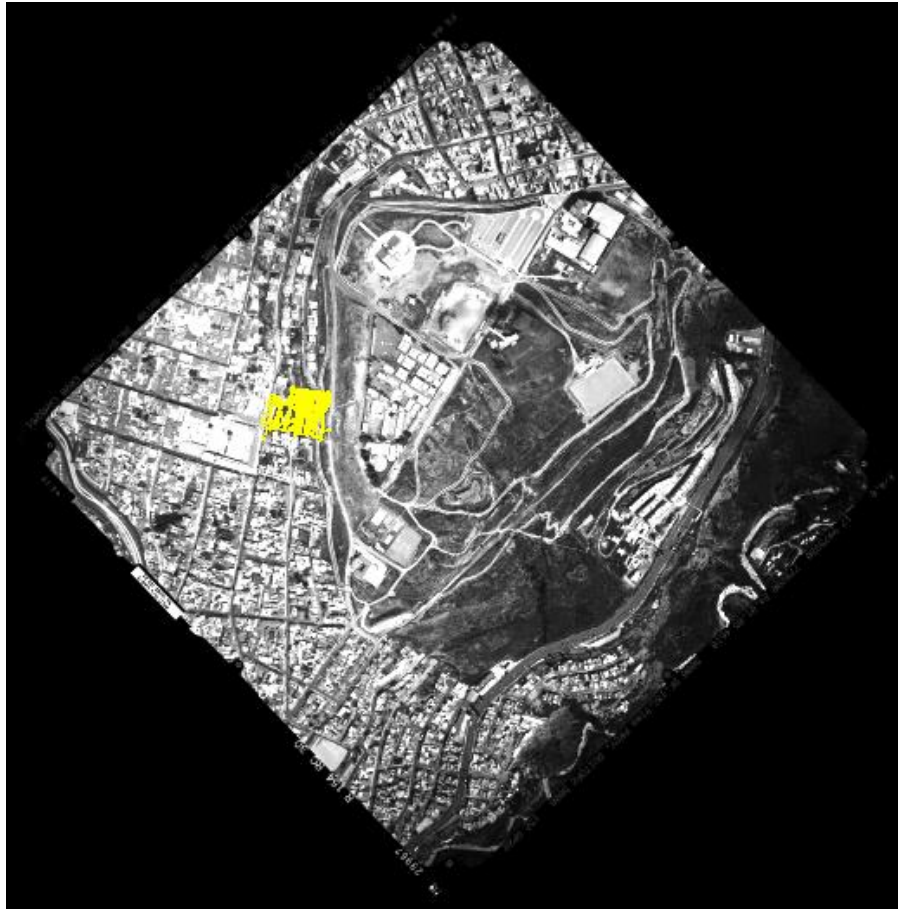


Esta sección corresponde únicamente al corte transversal del área que se encuentra en la parte superior al proyecto, e indica que la vía de acceso de autos se encuentra 3 metros más arriba que la vía peatonal.

3.3 FOTOGRAFÍA AÉREA

La fotografía aérea del Parque Itchimbía fue proporcionada por el Instituto Geográfico Militar del Ecuador. Esta fotografía fue georeferenciada con la utilización del ArcGIS, para así obtener la ubicación determinada del parque y poderla georeferenciar con el levantamiento topográfico del área de estudio.

Fotografía 3.1: Vista aérea del Parque Itchimbía



Fuente: Instituto Geográfico Militar del Ecuador

En la fotografía aérea se puede observar la ubicación del área de estudio con relación al parque. Dicha fotografía se encuentra georeferenciada lo cual nos permite determinar que la parte superior de la fotografía se encuentra orientada hacia el norte.

Fotografía 3.2: Vista área circundante al área de estudio



Fuente: Instituto Geográfico Militar del Ecuador

Esta fotografía aérea muestra más a detalle la ubicación del área de estudio. Se denota claramente dicha área con las curvas de nivel de color amarillo.

Fotografía 3.3: Vista aérea del área de estudio



Fuente: Instituto Geográfico Militar del Ecuador

En esta fotografía aérea se muestra a mayor detalle el área específica donde se realizará el proyecto turístico. Se puede observar claramente la zona con mayor vegetación y en la parte central de la misma una gran pendiente que es la caída de 15m que se tiene en el perfil definido en la descripción del proyecto.

Fotografía 3.4: Área de estudio con sus curvas de nivel



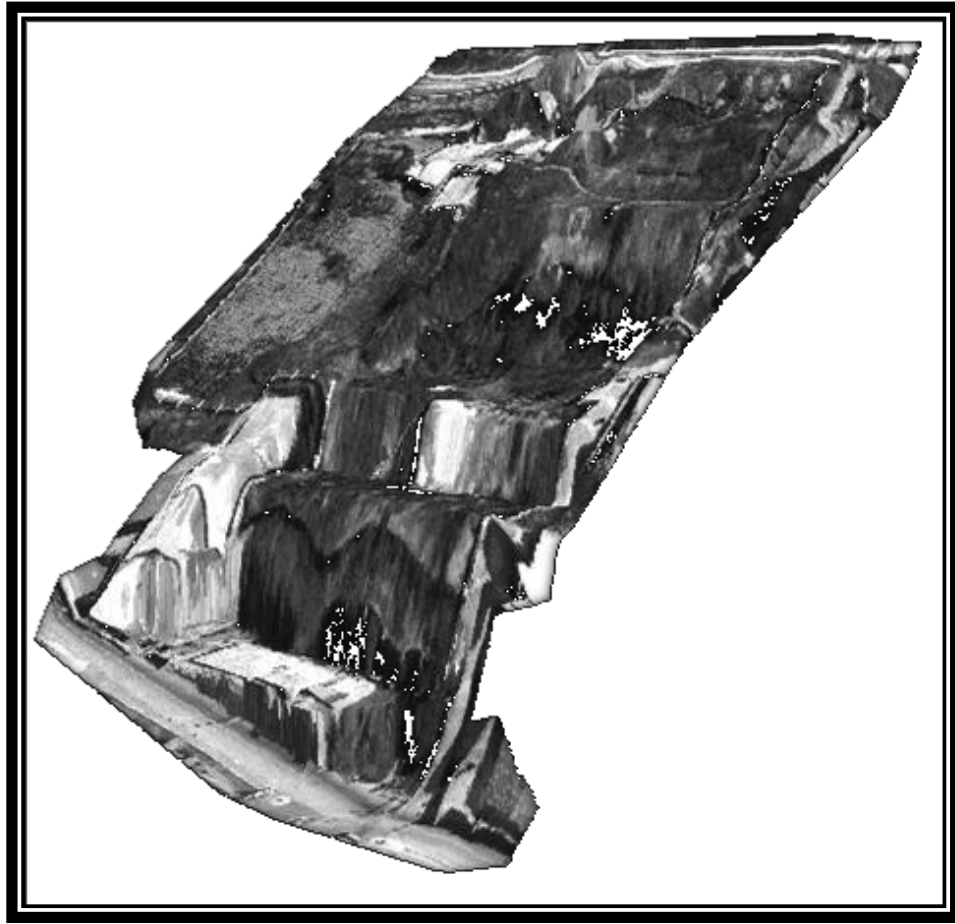
Fuente: Instituto Geográfico Militar del Ecuador

Esta fotografía aérea se encuentra georeferenciada, además se superpuso la capa de las curvas de nivel determinadas en el levantamiento topográfico. Mediante esta fotografía se puede comprender como es la topografía del área donde se realizará el proyecto.

3.4 MODELO 3D

Con base en el levantamiento topográfico del área de estudios y una fotografía aérea del parque, se realizó un modelo del área en tres dimensiones, mediante la utilización del ArcGis.

Gráfico 3.2: Modelo en 3D de la zona de estudio.



Mediante este modelo en 3D se puede observar a manera más detallada como es la topografía que conforma el área donde se realizará el proyecto.

3.5 CARACTERIZACIÓN DEL SUELO

La caracterización del suelo es de vital importancia para el desarrollo del proyecto, ya que conociendo la textura, se puede determinar el coeficiente de escorrentía que aplica en el área de estudio.

3.5.2 Metodología para caracterización de suelo.-

Se determinaron dos puntos de muestreo. Los cuales se ubican en la parte superior al área de estudio. Estos puntos se encuentran separados entre sí, aproximadamente 40 metros.

Tabla 3.1: Muestras de suelo tomadas en el Parque Itchimbía

NÚMERO	FECHA	HORA	COORDENADAS	
1	04/05/2009	14h00	00°13'22'' S	78°30'09'' O
2	04/05/2009	14h15	00°13'22'' S	78°30'09'' O

En cada punto determinado, se tomó una muestra de suelo utilizando un muestreador.

Fotografía 3.5: Muestreador de suelo



Se unificaron las muestras y se enviaron para análisis de textura y capacidad de campo a los laboratorios del Servicio Ecuatoriano de Seguridad Agropecuaria (SESA).

Fotografías 3.6 y 3.7: Toma de muestras de suelo



3.5.3 Resultados del análisis de suelos.-

Tabla 3.2: Resultados de los análisis de textura del suelo (Ver Anexo 1)

# LAB.	# CAMPO	TEXTURA			CL. TEXTURA
		A%	L%	Ac%	
1246	1	69	18	13	Franco Arenoso

El suelo que se encuentra en el área de estudio es de tipo franco arenoso. Esto permite determinar que este suelo contiene macroporos (poros grandes), pero en poca cantidad, por esta razón el suelo que se presenta en el área de estudio absorbe y desprende fácilmente el agua, lo que da lugar a un suelo bien aireado y de permeabilidad media a buena⁵⁶.

Tabla 3.3: Resultados de los análisis de capacidad de campo (Ver Anexo 1)

# de Laboratorio	# de Campo	Humedad equivalente (%)	Capacidad de Campo	Pto. de marchitez (16atm) %	Agua aprovechable (%)
1246	1	23,22	22,38	12,62	9,76

⁵⁶ Juárez, et al, 2006

Considerando que la capacidad de campo es la cantidad de agua que puede retener el suelo, la misma que es aprovechable para las plantas; y el punto de marchitez es el nivel mínimo de contenido de agua que debe tener un suelo para que las plantas puedan succionar la misma⁵⁷. Podemos decir que el suelo del área de estudio no retiene una cantidad grande de agua, y que el agua en el suelo que puede ser aprovechada por las plantas es poca.

3.6 CARACTERIZACIÓN DEL AGUA LLUVIA

3.6.1 Metodología de toma de muestras.- En la parte superior a realizarse el proyecto existen dos vías, la una es de acceso vehicular y la segunda es peatonal, estas vías son paralelas con una diferencia de altura de 3m aproximadamente entre la una vía y la otra; en la primera vía, la cual se encuentra en la parte superior, no existen canaletas bien definidas, ni cajas de revisión para acumulación de aguas lluvia, mientras que en la vía peatonal las canaletas se encuentran en muy buen estado, y las cajas de revisión están cercanas al área de estudio. La toma de muestras se realizó de la siguiente manera:

Se determinaron 5 puntos de muestreo, todos éstos fueron determinados a la altura del área donde se realizará el proyecto, de la siguiente manera:

⁵⁷ Seoáñez, et al, 1999

1. El primer punto se lo determinó en el extremo occidental de la vía de acceso vehicular, la muestra tomada en este punto se la denominó muestra 1.

Fotografía 3.8: Toma de muestras (punto 1)



Fotografía 3.9: Muestra 1



2. El segundo punto se lo determinó en el extremo oriental de la vía de acceso vehicular, la muestra tomada en este punto se la denominó muestra 2.

Fotografía 3.10: Toma de muestras (punto 2)



Fotografía 3.11: Muestra 2



3. El tercer punto se lo determinó en la caja de revisión de la canaleta del extremo oriental de la vía peatonal, la muestra tomada en este punto se la denominó muestra 3.

Fotografía 3.12: Toma de muestras (punto 3)



Fotografía 3.13: Muestra 3



4. El cuarto punto se lo determinó en la caja de revisión de la canaleta del extremo occidental de la vía peatonal, la muestra tomada en este punto se la denominó muestra 4.

Fotografía 3.14: Toma de muestras (punto 4)



Fotografía 3.15: Muestra 4

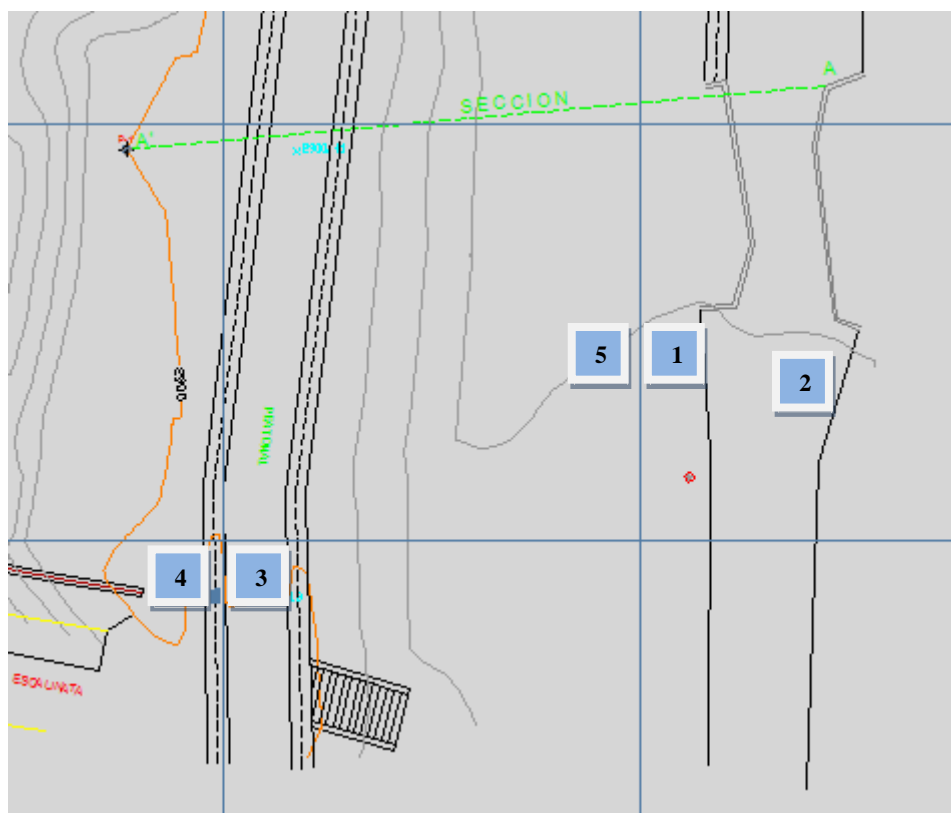


5. El quinto punto se lo determinó junto al primer punto de muestreo, donde únicamente se ubicaron tres recipientes de boca ancha para recolectar directamente el agua lluvia.

Tabla 3.4: Determinación y coordenadas geográficas de los puntos de muestreo de agua de escorrentía y agua lluvia

NÚMERO	FECHA	HORA	COORDENADAS	
1	01/05/2009	17h35	00°13'22'' S	78°30'10'' O
2	01/05/2009	17h48	00°13'22'' S	78°30'10'' O
3	01/05/2009	17h58	00°13'22'' S	78°30'10'' O
4	01/05/2009	18h10	00°13'22'' S	78°30'11'' O
5	01/05/2009	17h00 – 19h00	00°13'22'' S	78°30'10'' O

Gráfico 3.3: Ubicación en el levantamiento topográfico de los puntos de muestreo de agua



En cada punto de muestreo se tomó una muestra de aproximadamente 2 litros.

Las muestras fueron tomadas el mismo día y relativamente a la misma hora, en condiciones de precipitación.

Las muestras fueron etiquetadas y llevadas al refrigerador del laboratorio de Química de la Facultad de Ingeniería Ambiental de la Universidad Internacional SEK, donde se realizaron los análisis respectivos de los parámetros exigidos por el TULAS para calidad de aguas de uso agrícola o de riego y para aguas de uso estético. Es importante recalcar que no se realizó el análisis de todos los parámetros determinados en el TULAS, Libro VI, Anexo 1, Tabla 6: Criterios de calidad admisibles para aguas de uso agrícola (Ver Anexo 6), debido a que se realizó un análisis para determinar únicamente los parámetros más relevantes. Sin embargo, se recomienda una vez ya construido el proyecto realizar un análisis completo del agua recolectada.

Por otra parte, se analizaron fosfatos y nitratos, los cuales no se encuentran estimados en el TULAS, sin embargo son de vital importancia para poder estimar el nivel de eutroficación que se puede presentar una vez que el agua sea recolectada en los tanques de la EMAAP-Q. De la misma manera, se consideró como un parámetro importante a determinar, los carbonatos totales, para determinar el nivel de dureza del agua que será usada para este proyecto.

En el primer y tercer punto se tomó respectivamente una muestra adicional de aproximadamente 300 mililitros, en frascos esterilizados. Esto se realizó con el objeto de determinar huevos de parásitos y coliformes totales, los cuales se exigen en el TULAS, Libro VI, Anexo 1, Tabla 6: Criterios de calidad admisibles para aguas de uso agrícola (Ver Anexo 6).

- 3.6.2 Metodología para medir materia flotante, espumas provenientes de la actividad humana, grasas y aceites que formen una película visible.-** Estos parámetros únicamente se determinaron por observación, es decir en las muestras tomadas, se analizó la presencia o ausencia de estos tres parámetros, así como también se realizó una observación *in situ* de dichos parámetros en el momento de la toma de muestras.
- 3.6.3 Resultados de materia flotante, espumas provenientes de la actividad humana, grasas y aceites que formen una película visible.-**

Tabla 3.5: Resultados de materia flotante, espumas y grasas y aceites visibles en el agua

PARÁMETROS	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4	MUESTRA 5
Materia flotante	Presencia	Poca presencia	Presencia	Poca presencia	Presencia mínima
Espumas	Poca presencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Grasas y aceites visibles	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia

En cuanto a la materia flotante, existe presencia de ramas, césped cortado, y desechos que los visitantes arrojan a las vías y áreas verdes del parque. Sin embargo, no representa un mayor problema, ya que no es abundante y se puede controlar fácilmente con rejillas de desbaste.

Con respecto a las espumas provenientes de la actividad humana, únicamente se observó una pequeña concentración en el primer punto de muestreo. Sin embargo, la presencia es mínima y al parecer no se debe a la presencia de detergentes o contaminantes provenientes de la actividad humana, sino mas bien a saliva de animales y el movimiento mismo del agua. No obstante, una vez realizado el proyecto se recomienda verificar la ausencia de espumas.

Fotografía 3.16: Presencia de espuma en el punto 2 de muestreo



3.6.4 Metodología para medir sólidos disueltos totales, oxígeno disuelto y pH.- se filtraron 500 mililitros de cada muestra y se determinaron los parámetros: sólidos totales disueltos (STD), oxígeno disuelto (OD) y potencial de hidrógeno (pH). Esta determinación se la realizó usando un potenciómetro Orion 5 Stars, marca Thermo.

Fotografía 3.17: Filtrado de muestras



Fotografía 3.18: Potenciómetro Orion 5 Stars, marca Thermo



3.6.5 Resultados de las mediciones de sólidos disueltos totales, oxígeno disuelto y pH.-

Tabla 3.6: Resultados de STD, pH y OD en el agua

	MUESTRA 1	MUESTRA 2	MUESTRA 3	MUESTRA 4	MUESTRA 5
STD (mg/l)	45,00	44,00	77,00	40,00	9,00
pH	7,45	7,39	7,43	7,40	7,57
O₂ disuelto (mg/l)	9,59	9,26	7,50	9,76	12,16

En cuanto a los tres parámetros, éstos se encuentran en niveles aceptables. Por esta razón, no se requiere de ninguna propuesta de tratamiento de agua.

3.6.6 Metodología para medir aceites y grasas.- Se filtró 250 mililitros de cada muestra, se acidificó cada muestra con 5ml de HCl (ácido clorhídrico) al 10%, se colocó en un balón de separación y se añadió 30 ml de freón (1,1,1 – tricloroetano), se recogió el solvente en un balón tarado, este procedimiento se repitió tres veces por cada muestra extrayendo en el mismo balón. Se realizó una destilación del total del solvente en cada uno de los

balones. Finalmente, se pesó el balón seco.⁵⁸ Se realizaron los siguientes cálculos para cada muestra:

Ganancia total de peso = (peso balón seco + aceites y grasa) – peso balón seco

$$\text{Aceites y grasas (ppm)} = \frac{(\text{ganancia total de peso})(1000)}{\text{ml de muestra}}$$

En donde:

Peso balón seco= peso inicial del balón antes de iniciar todo el procedimiento.

Peso balón seco + aceites y grasa= peso del balón luego de la destilación.

Fotografía 3.19: Nuestra acidificada más solvente



⁵⁸ APHA-AWWA-WPCF, 1992

Fotografía 3.20: Destilación del solvente



3.6.7 Resultados de aceites y grasas.-

Tabla 3.7: Resultados de aceites y grasas en el agua

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5
Peso balón seco (g)	77,9220	80,4688	77,3430	79,6060	78,9124
Peso balón seco + aceites y grasas	77,9565	80,4804	77,4578	79,6250	79,0439
Peso aceites y grasas	0,0345	0,0116	0,1148	0,0190	0,1315
Aceites y grasas (ppm)	0,0690	0,0232	0,2296	0,0380	0,2630

Este parámetro se encuentra en niveles aceptables, es decir, bajo el límite máximo permisible por el TULAS, por lo que no se necesita de ninguna propuesta de tratamiento en cuanto a aceites y grasas.

3.6.8 Método para determinar carbonatos totales.- Para realizar el análisis de carbonatos totales se realizó en primer lugar la determinación de alcalinidad, mediante titulación potenciométrica a pH de punto final, donde se filtró 100ml de cada muestra, se colocó en un erlenmeyer y se añadió tres gotas de anaranjado de metilo, posteriormente se añadió gota a gota H_2SO_4 (ácido sulfúrico), 0.02N, hasta que el color se torne de anaranjado a

rojo, este procedimiento se repite para cada muestra, y finalmente se midieron los mililitros de ácido utilizado, y se aplica la fórmula⁵⁹.

$$\frac{\text{mg CaCO}_3}{1} = \frac{A \cdot N \cdot 50000}{\text{ml de muestra}} [\text{ppm CaCO}_3]$$

En donde:

A= mililitros de ácido utilizado

N= normalidad del ácido

CaCO₃= carbonatos de calcio

Se transforma de carbonatos de calcio a carbonatos totales CO₃⁻²

$$\text{CO}_3^{-2} = \text{ppm CaCO}_3 * \frac{\text{CO}_3^{-2}}{\text{CaCO}_3}$$

$$\text{CO}_3^{-2} = \text{ppm CaCO}_3 * \frac{60 \frac{\text{g}}{\text{gmol}}}{100 \frac{\text{g}}{\text{gmol}}}$$

Fotografía 3.21: Muestras filtradas + anaranjado de metilo



⁵⁹ APHA-AWWA-WPCF

Fotografía 3.22: Muestra filtrada + anaranjado de metilo + H_2SO_4 , 0.02N



3.6.9 Resultados de carbonatos totales.-

Tabla 3.8: Resultados de carbonatos totales en el agua

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5
H_2SO_4 , 0,02N (ml)	1,40	1,30	1,00	1,50	0,90
ppm CaCO_3	14,00	13,00	10,00	15,00	9,00
CO_3^{-2} (ppm)	8,40	7,80	6,00	9,00	5,40

Tabla 3.9: Resultados de carbonatos totales en el agua potable de Quito

	Agua potable Quito
H_2SO_4 , 0,02N (ml)	3,20
ppm CaCO_3	32,00
CO_3^{-2} (ppm)	19,20

Los carbonatos totales determinan la dureza del agua. Las aguas duras son aquellas que producen costras en las tuberías, disminuyendo su diámetro luego de un tiempo de uso. Además, las aguas se clasifican en términos del grado de dureza, de la siguiente forma⁶⁰:

⁶⁰ Sawyer, et al, 2001

Tabla 3.10: Clasificación del agua en términos del grado de dureza

CO ₃ ⁻² (mg/L)	Grado de dureza
0 - 75	Blandas
75 - 150	Moderadamente duras
150 - 300	Duras
300 y más	Muy duras

Se determina entonces que el agua de escorrentía que será recogida para las lagunas, pertenece a la clasificación de aguas blandas. Además, realizando una comparación con el análisis de carbonatos totales en una muestra de agua potable de Quito, el agua de escorrentía del área de estudio del Parque Itchimbí presenta valores menores. Por lo tanto, se concluye que no se debe realizar ningún tratamiento para los carbonatos presentes en el agua, ya que es agua blanda que presenta baja cantidad de carbonatos.

3.6.10 Método para determinar metales.- para determinar la cantidad de metales existentes en las muestras de agua, se usó un espectrofotómetro HACH DR/4000 U Spectrophotometer. Para cada metal existe un procedimiento que se encuentra determinado en el manual HACH DR/4000 PROCEDURE del equipo usado (Ver Anexo 2).

Fotografía 3.23: HACH DR/4000 U Spectrophotometer



Fotografía 3.24: análisis de plomo en el agua



3.6.11 Resultados de metales.-

Tabla 3.11: Resultados de metales en el agua

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5
Cromo hexavalente (ppm)	0,09	0,09	0,08	0,01	0,01
Plomo (ppm)	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Zinc (ppm)	0,02	0,14	0,10	0,09	0,01
Cobre (ppm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Hierro (ppm)	0,11	0,14	0,16	0,13	0,03

En todos los metales, los resultados fueron óptimos, es decir se encuentran niveles supremamente bajos, que es lo esperado ya que no existen descargas contaminantes cercanas al área de estudio, así como tampoco hay la existencia de áreas industriales cercanas.

3.6.12 Método para determinar coliformes totales y huevos de parásitos.- Las muestras que se tomaron en frascos esterilizados, se unificaron y se enviaron al Laboratorio de Microbiología de la Facultad de Química de la Universidad Central del Ecuador para el

análisis de Coniformes totales y huevos de parásitos, parámetros exigidos por el TULAS para calidad de aguas de uso agrícola.

3.6.13 Resultados de coliformes totales y huevos de parásitos.- (Ver Anexo 3)

Tabla 3.12: Resultados de coliformes totales en el agua

	Muestra	Método
Coliformes totales (NMP/100ml)	5,0 x 10 ⁵	APHA 9221 - B

Tabla 3.13: Resultados de huevos de parásitos en el agua

	Parásitos	Muestra
Huevos de parásitos (huevos/l)	Nematodos	Algunas larvas de anquilostoma
		Numerosas larvas Diplogasteroides
	Rotíferos	Numerosas Proales
		Numerosas Philodina
	Ciliados	Numerosos Paramecios
	Protozoos	Escasos quistes de ameba Histolítica

La existencia de coliformes totales y huevos de parásitos en las muestras analizadas se debe a la gran afluencia de personas con mascotas al Parque Itchimbiá. Las mascotas dejan sus eses y orines en las vías, césped y jardines, siendo acarreados por el agua de esorrentía. Por otra parte, la falta de baterías sanitarias en el parque es un impulsor para que las personas realicen sus necesidades básicas en las áreas verdes del parque, y de igual manera todo esto se acumula en dicha agua.

El agua una vez acumulada en el tanque debe ser clorada para la eliminación de estos parámetros y así cumplir con la normativa ambiental aplicable (TULAS). Además, se recomienda la instalación de más baterías sanitarias en el parque para que la gente tenga acceso a las mismas en varios puntos del parque. Finalmente, se debe tener mayor control de la gente que acude con mascotas al parque, e impulsar a que las personas recojan las eses de sus mascotas en fundas y depositen las mismas en basureros.

3.6.14 Método para determinar nitritos, nitratos, fosfatos y turbidez.- para determinar la cantidad de nitritos, nitratos, fosfatos y turbidez existente en las muestras de agua, se usó un espectrofotómetro HACH DR/4000 U Spectrophotometer. Para cada parámetro existe un procedimiento que se encuentra determinado en el manual HACH DR/4000 PROCEDURE del equipo usado (Ver Anexo 2).

Fotografía 3.25: HACH DR/4000 U Spectrophotometer



3.6.15 Resultados de nitritos, nitratos, fosfatos y turbidez.-

Tabla 3.14: Resultados de nitritos, nitratos y fosfatos en agua

	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5
Nitritos (ppm)	1,00	0,00	1,00	2,00	1,00
Nitratos (ppm)	0,00	0,00	0,00	0,60	0,80
Nitritos + nitratos (ppm)	1,00	0,00	1,00	2,60	1,80
Fosfatos (ppm)	1,34	1,91	1,07	2,40	0,50
Turbidez (UTN)	2,00	3,00	5,00	2,00	0,00

El nitrógeno total presente en agua, se puede asumir con la suma de los nitritos más los nitratos, estos deben estar presentes en un rango no mayor a 3ppm⁶¹. Claramente podemos

⁶¹ Romero, 2002

determinar en los resultados, que el agua de escorrentía que fue analizada no presentará problemas de eutroficación en los tanques por causa de nitrógeno.

Por otro lado, el fósforo se puede analizar a manera de fosfatos, los cuales no se deben encontrar presentes en cuerpos de agua en una concentración mayor a 3 ppm⁶² para evitar la eutroficación. De igual manera que en el nitrógeno, los fosfatos no presentan un problema potencial para la pérdida de calidad de agua, ya que su concentración es mucho menor a 3ppm.

Finalmente, en relación a la turbidez, en el TULAS, Libro VI, Anexo 1, en los Criterios de calidad para aguas de uso estético, se encuentra establecido que el agua debe tener sustancias productoras de turbidez en una concentración menor a 20 UTN (unidades de turbidez nefelométricas), por lo tanto el agua analizada está por debajo de este límite máximo permisible, por esta razón no se necesita realizar ningún tratamiento específico para control de este parámetro.

3.6.16 Comparación de los parámetros analizados en agua con el TULAS.- Se realizó una comparación entre los parámetros analizados en el laboratorio y los límites máximos permisibles determinados en el TULAS (Ver Anexo 6). De esta manera se pudo determinar una propuesta de tratamiento del agua.

Tabla 3.15: Resultados de parámetros de agua para uso estético según el TULAS

PARÁMETROS	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5	L. M. P TULAS
Materia flotante	Presencia	Poca presencia	Presencia	Poca presencia	Presencia Mínima	Ausencia
Espumas	Poca presencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Película visible de grasas y aceites	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Sustancias productoras de color, olor,sabor y turbidez	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Oxígeno disuelto (ppm)	2,00	3,00	5,00	2,00	0,00	<20 UTN
	9,59	9,26	7,5	9,76	12,16	>= 6

	No cumple
	Si cumple

⁶² Romero, 2002

Tabla 3.16: Resultados de parámetros de agua para uso agrícola según el TULAS

PARÁMETROS	Muestra 1	Muestra 2	Muestra 3	Muestra 4	Muestra 5	L. M. P TULAS
Sólidos disueltos totales (ppm)	45,00	44,00	77,00	40,00	9,00	3000
pH	7,45	7,39	7,43	7,40	7,57	6 - 9
Aceites y grasas (ppm)	0,07	0,02	0,23	0,04	0,26	0,30
Cromo hexavalente (ppm)	0,09	0,09	0,08	0,01	0,01	0,10
Plomo (ppm)	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05
Zinc (ppm)	0,02	0,14	0,10	0,09	0,01	2,00
Cobre (ppm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00
Hierro (ppm)	0,11	0,14	0,16	0,13	0,03	5,00
Coliformes totales (NMP/100ml)	5,0 x 10 ⁵					1000
Huevos de parásitos (huevos/l)	Presencia					Cero

	No cumple
	Si cumple

3.7 PROPUESTA DE TRATAMIENTO DE AGUA

En primer lugar, se debe verificar el estado de los tanques de almacenamiento de la EMAAP-Q y se debe realizar una limpieza y desinfección manual de los mismos para evitar que éstos se conviertan en un foco de contaminación de agua.

Por otro lado, analizando los parámetros determinados, se concluye que por el momento no se debe realizar ningún tratamiento específico o muy estructurado. En primer lugar, se debe poner rejillas de desbaste antes de ingresar a los tanques, para evitar la entrada de los sólidos en suspensión que se encuentren en el agua, estas rejillas deben ser limpiadas periódicamente de manera manual.

Finalmente, la presencia de coliformes fecales y de huevos de diversos parásitos, impulsan a la cloración de las aguas en los tanques de almacenamiento para eliminar dicho contenido microbiológico y utilizar este recurso para riego. La cloración de las aguas además de eliminar los microorganismos, mejora la apariencia física de las aguas, reduce la turbidez, elimina olores sépticos y disminuye el déficit del oxígeno⁶³. Una vez recolectada el agua, se debe hacer un

⁶³ Romero, 2002

análisis de cloración y determinar la cantidad de cloro con la que se va a tratar las aguas, es importante recalcar que para uso agrícola se recomienda que el cloro libre residual no sea mayor a 1 ppm o mg/L⁶⁴, ya que muchos cultivos pueden ser sensibles y presentar efectos perjudiciales.

3.8 DETERMINACIÓN DE ASPECTOS CLIMÁTICOS

3.8.1 Metodología para determinación de aspectos climáticos.- Se recopiló información de dos Estaciones Meteorológicas, la primera a considerar fue la Estación Ñaquito del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), y la segunda fue la Estación Quito – Observatorio de la Politécnica Nacional del Ecuador. Esta segunda estación presenta mayor cercanía a la zona de estudio, sin embargo, existe gran cantidad de falta o pérdida de datos meteorológicos, además únicamente hubo acceso a los datos de precipitación, por esta razón, se consideró la Estación Ñaquito para la complementación de los datos de precipitación, y como única estación para el resto de variables.

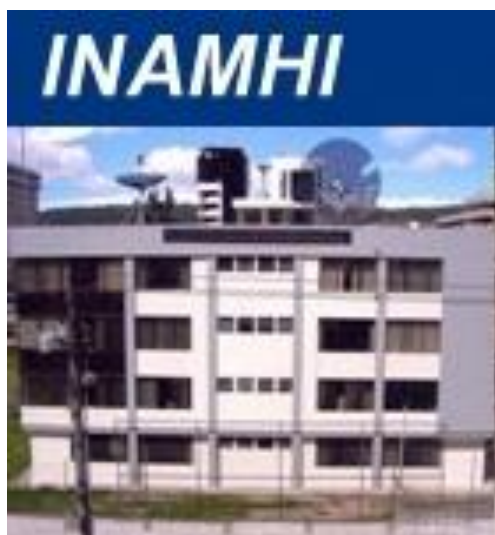
Finalmente, La información recopilada se la procesó mediante Excel y se realizaron gráficas que permiten una mejor comprensión e interpretación de las características climatológicas del área.

3.8.2 Selección de estaciones meteorológicas.- La Estación Meteorológica Ñaquito fue seleccionada para éste análisis, en función de la disponibilidad de información y la cercanía a la zona de estudio, aproximadamente se encuentra a 5 kilómetros del área de estudio, esta distancia se la determinó con la utilización de un GPS Marca Etrex, modelo SUMMIT HC.

A pesar de que la Estación Meteorológica Ñaquito se encuentra en una zona altamente residencial (Sector Ñaquito, calles Ñaquito 700 y Corea), presenta características meteorológicas similares al Parque Itchimbiá.

⁶⁴ Romero, 2002

Fotografía 3.26: Estación Meteorológica Iñaquito



La segunda estación meteorológica considerada fue la estación Quito – Observatorio, ubicada en el Parque de La Alameda en el Centro de Quito, a una distancia de aproximadamente 700 metros del área de estudio. La cercanía de dicha estación al Parque Itchimbía es lo que la convierte en una fuente relevante de datos. Sin embargo, la falta de información proporcionada, impulsa a la interpolación de datos con la Estación Iñaquito.

Fotografía 3.27: Estación Meteorológica Quito - Observatorio



3.8.3 Obtención de la información.- La información se obtuvo mediante colaboración del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) y la Estación Quito Observatorio. Los datos obtenidos abarcan variables meteorológicas de precipitación, temperatura media, temperatura máxima, temperatura mínima, humedad relativa, evaporación, evapotranspiración, heliofanía y nubosidad.

3.8.4 Periodo de registros.- Considerando que para lograr una homogeneidad de las variables meteorológicas que intervienen en el estudio, se debe tener una serie aproximada de treinta años de registro, se determinó para la variable de precipitación un período de treinta y tres años (1975 - 2008), y para el resto de variables (temperaturas, humedad relativa, evaporación, evapotranspiración, heliofanía y nubosidad), un período de treinta y un años (1975 - 2006). Esto se debe a la disponibilidad de información.

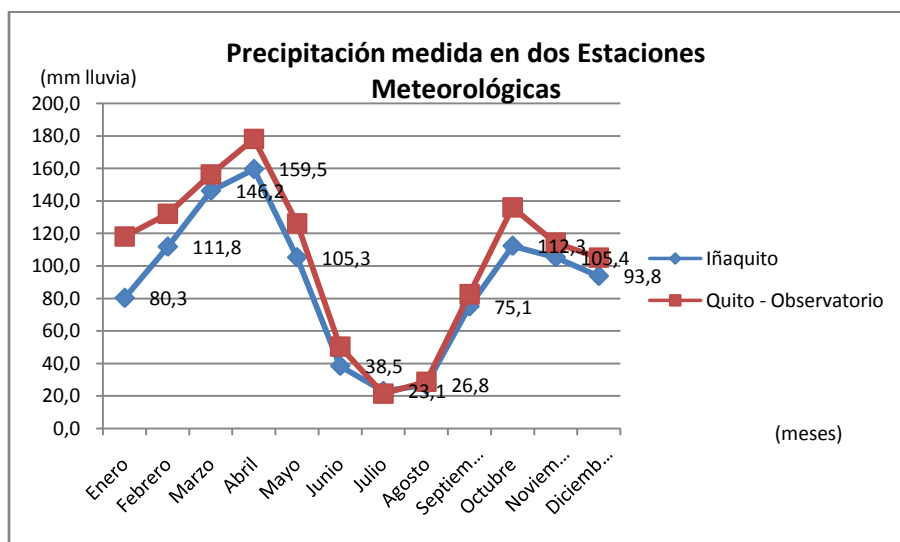
En el caso de la Estación Quito – Observatorio, existen registros desde 1891, sin embargo, se consideró el mismo período de registros que fue considerado para la Estación Iñaquito, de esta manera se puede hacer un análisis conjunto de los datos de precipitación de las dos Estaciones Meteorológicas.

3.8.5 Realización de gráficas.- La realización de las gráficas se basó en la utilización de Excel, donde se procesaron adecuadamente los datos climatológicos obtenidos, permitiendo así la obtención de resultados y conclusiones.

3.8.6 Resultados de la determinación de aspectos climáticos.-

3.8.6.1 Precipitación.- Se realizó un análisis de la Estación Iñaquito del INAMHI y la Estación Quito - Observatorio. Como resultado se obtuvo que en la segunda estación meteorológica presenta una pluviosidad un poco mayor a la primera. Sin embargo, se debe considerar que la falta de datos puede llevar a una sobreestimación del parámetro medido. Entonces, se realizó un promedio de pluviosidad entre las dos estaciones.

Grafico 3.4: Resultados de precipitación en las estaciones meteorológicas Iñaquito y Quito – Observatorio.

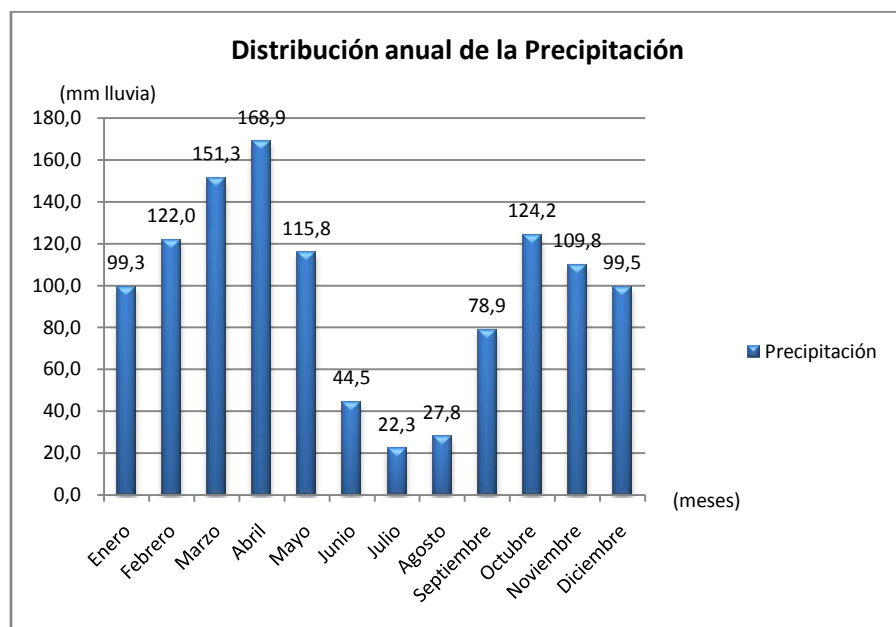


Datos obtenidos del INAMHI y Quito - Observatorio

A pesar de tener una pequeña variación en los datos, la tendencia es la misma para las mediciones de precipitación en las dos estaciones. Es decir, claramente se puede determinar las épocas de mayor pluviosidad y las épocas de estiaje.

Se calculó un promedio de precipitación entre los datos de las dos Estaciones Meteorológicas, y de esta manera se determinó la distribución anual de la precipitación.

Gráfico 3.5: Promedio de precipitación entre las estaciones meteorológicas Iñaquito y Observatorio - Quito



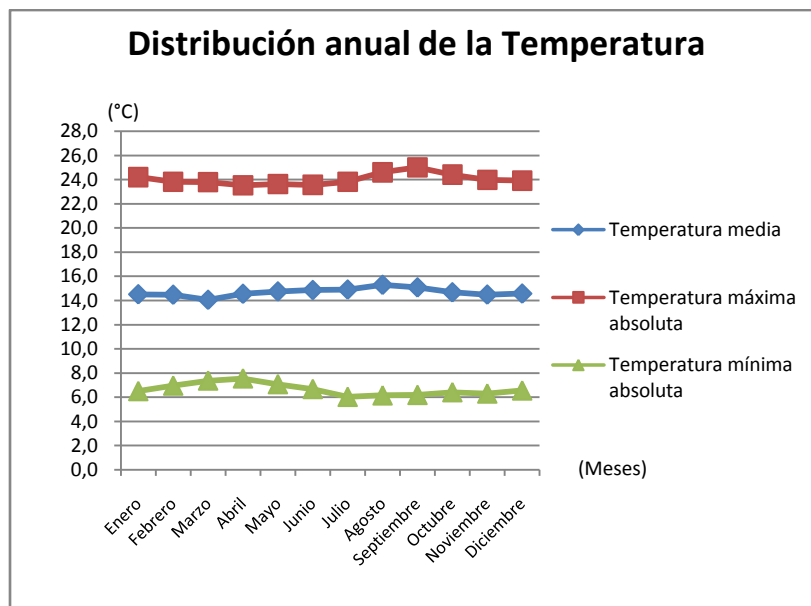
Datos obtenidos del INAMHI y Quito - Observatorio

La precipitación presenta un promedio de 97 mm/mes, sin embargo existen épocas de mayor pluviosidad, siendo el período de febrero a mayo el pico más elevado de precipitación, y el segundo pico se presenta en el período de octubre a diciembre. De la misma manera se presentan épocas de escasa pluviosidad o sequía en los meses de julio y agosto.

La distribución anual de la precipitación coincide exactamente con el régimen de precipitación de toda la Región Interandina, es decir, que existen dos períodos lluviosos que van desde octubre hasta finales de mayo, y la época seca de principios de junio a finales de septiembre. Además se presentan dos picos máximos de precipitación, que son, el principal en abril y el secundario en octubre. Para esta zona se tiene entonces un promedio de 90 mm de precipitación al mes, y 1078mm de precipitación al año.

3.8.6.2 Temperatura.- Se determinaron temperaturas media, máxima absoluta y mínima absoluta. La temperatura en Quito es sumamente variable, ya que depende de la altitud y la exposición de los rayos del sol.

Gráfico 3.6: Resultados de la distribución anual de la temperatura



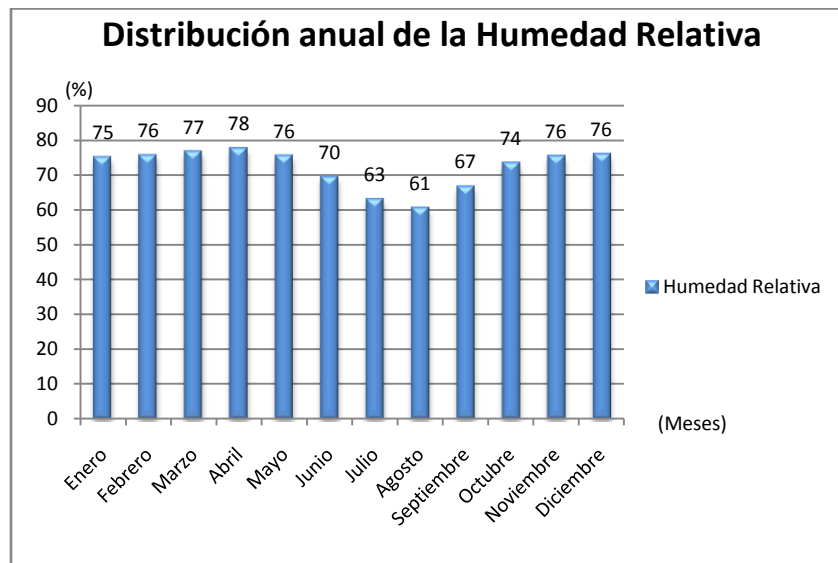
Datos obtenidos del INAMHI

La temperatura máxima absoluta registrada, tiene un promedio anual de 24°C, presentando una temperatura máxima de 25°C en el mes de septiembre. La temperatura media presenta un promedio anual de 15°C y la temperatura mínima absoluta registrada, tiene un promedio de 6,6°C, presentando una temperatura mínima de 6°C en el mes de julio.

La temperatura en general en el área fluctúa entre los 6°C y 25°C, es decir la variación es bastante pronunciada, sin embargo se determinó que coinciden los meses de menor precipitación, con los meses de mayor temperatura, es decir en un período de julio a septiembre, considerado como la época de verano en la sierra del Ecuador.

3.8.6.3 Humedad Relativa.- La humedad relativa es el parámetro que mide la relación entre la presión de vapor real y su valor de saturación, a una temperatura de aire dada. Además se debe considerar que para que se susciten los fenómenos hidrometeorológicos (llovizna, precipitaciones, neblina), el valor de la humedad relativa debe ser mayor al 70%⁶⁵.

Gráfico 3.7: Resultados de la distribución anual de la Humedad Relativa



Datos obtenidos del INAMHI

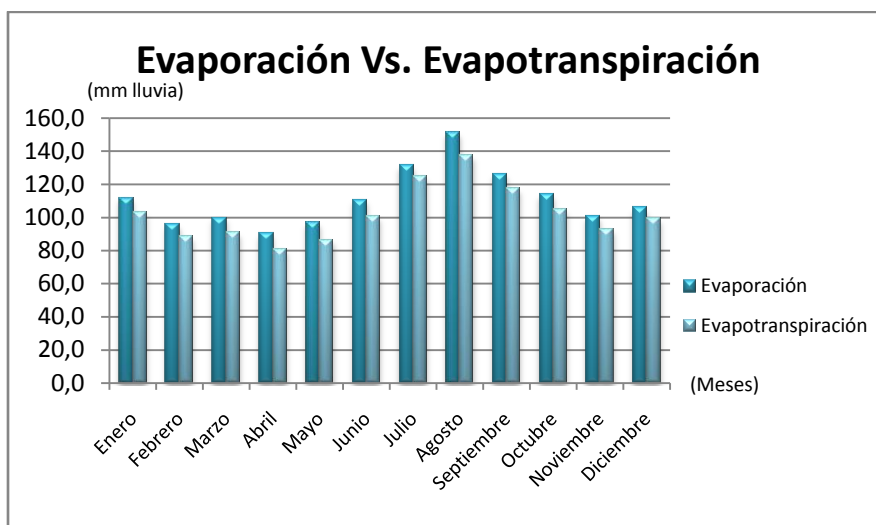
La distribución anual de la humedad relativa está estrechamente relacionada con la distribución anual de la precipitación, es decir en los períodos de mayor pluviosidad, se presentan a su vez los períodos de mayor humedad relativa, lo mismo ocurre con la época seca, en donde se presenta una baja humedad relativa. Esta variable fluctúa entre el 61%, hasta el 78%.

3.8.6.4 Evaporación y Evapotranspiración.- La evaporación es el proceso físico que consiste en el cambio del agua en estado líquido a estado gaseoso por acción del calor, esto permite que el agua regrese a la atmósfera. Por otro lado, la

⁶⁵ Flachier et al, 2008

evapotranspiración es la combinación de los fenómenos de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación y los animales⁶⁶.

Gráfico 3.8: Resultados de evaporación y evapotranspiración



Datos obtenidos del INAMHI

La evaporación y la evapotranspiración son muy similares, sin embargo la evapotranspiración es un poco menor a la evaporación ya que es un dato más real, el cual se lo calcula a partir de la evaporación. Para este cálculo se toma la Estación Meteorológica de Izobamba como referencia, y se aplica fórmulas empíricas desarrolladas por el INAMHI.

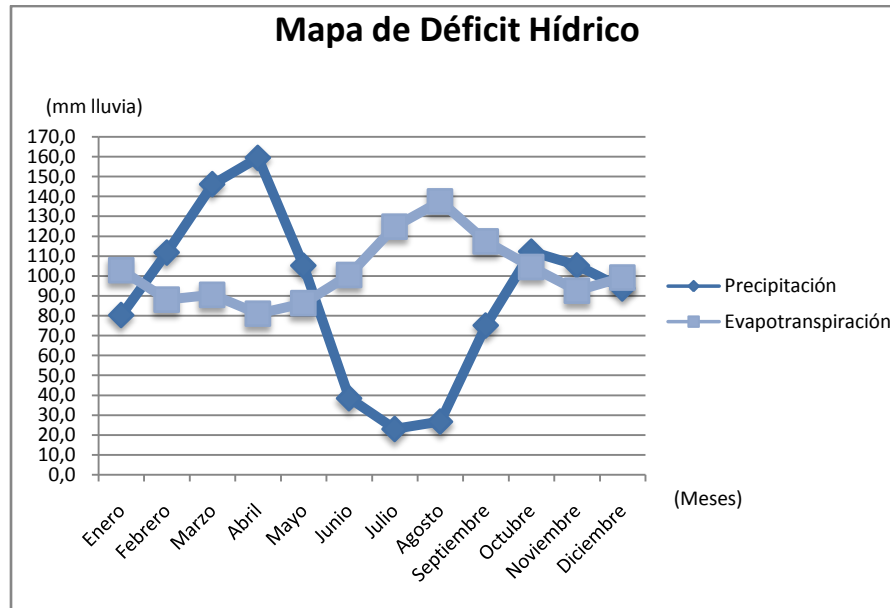
Se puede determinar claramente que la evapotranspiración es muy elevada en épocas de verano, es decir donde la temperatura es mayor, la precipitación es menor y a su vez la evapotranspiración aumenta, por estas razones se considera al período de junio a septiembre como la época de estiaje.

3.8.6.5 Mapa de déficit hídrico.- El déficit hídrico es una situación en la cual el valor de las precipitaciones es menor al de la evapotranspiración. Se lo determinó realizando un gráfico que relaciona la precipitación y la evapotranspiración, para

⁶⁶ Diez, 2008

así determinar cuando habrá falta del recurso hídrico en la zona de estudio, es decir cuando se evapora más de lo que precipita.

Gráfico 3.9: Resultados de relación entre precipitación y evapotranspiración

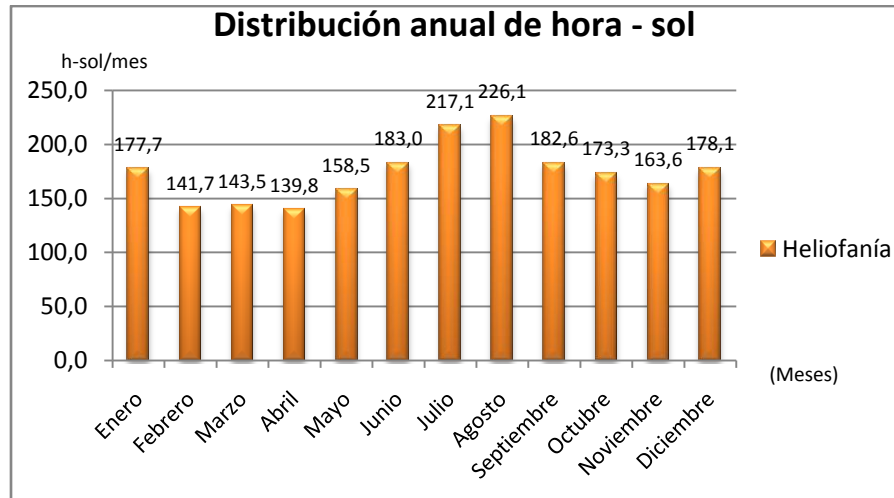


Datos obtenidos del INAMHI

En este mapa de déficit hídrico, se puede observar claramente la época de estiaje, es decir cuando no habrá aportación de agua lluvia al proyecto. La época de estiaje empieza desde inicios de junio, teniendo el pico de mayor sequía en julio y agosto, y finaliza a principios de octubre. Es de suma importancia conocer la época donde no habrá aportación de agua lluvia, porque es un parámetro importante para determinar el volumen de agua que debe ser almacenada en los tanques.

3.8.6.6 Radiación solar disponible.- La radiación solar disponible se denomina heliofanía y determina el número de horas sol que hay en el mes.

Gráfico 3.10: Resultados de la radiación solar disponible

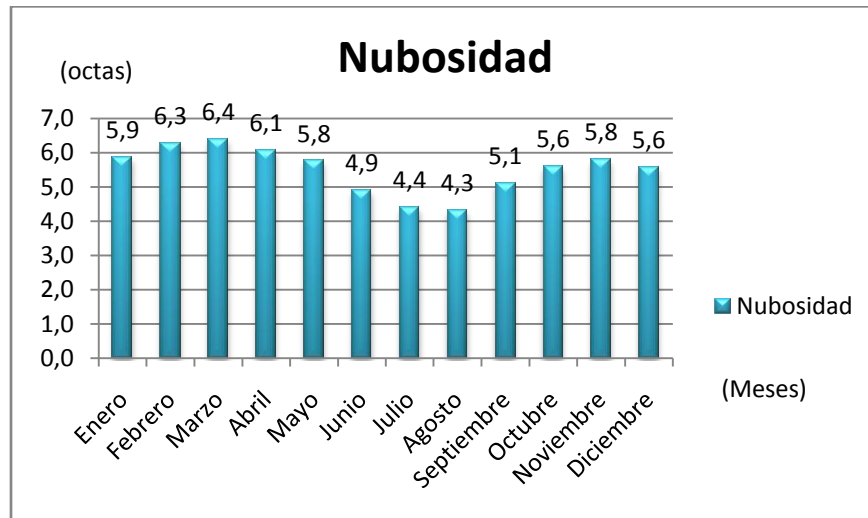


Datos obtenidos del INAMHI

La mayor cantidad de radiación solar que se presenta es en el mes de agosto, con 226,1 horas – sol (7 horas – sol diarias), sin embargo el dato de mayor importancia es el de menor horas radiación solar, ya que en base a este dato se debe realizar el estudio par el diseño del sistema fotovoltaico, esto ocurre en el mes de abril, donde se presenta únicamente 139,8 horas - sol al mes, que aproximadamente representan cinco horas – sol diarias, es decir, este es el tiempo mínimo que permitirá acumular energía en el banco de baterías para el funcionamiento de la bomba.

3.8.6.7 Nubosidad.-

Gráfico 3.11: Resultados de nubosidad



Datos obtenidos del INAMHI

La nubosidad se encuentra inversamente relacionada con la heliofanía, ya que en los meses donde se presenta mayor cantidad de nubes coincide con los meses en los que la heliofanía es menor ya que los rayos solares no pasan con facilidad por la acumulación de nubes en la atmósfera. Por el contrario, los meses donde se tiene mayor cantidad de horas – sol coincide con los meses donde existe menos concentración de nubes en la atmósfera, por lo que los rayos solares pasan a la superficie terrestre con mayor facilidad.

4. CAPITULO 4

CARACTERIZACIÓN DE FACTORES CRÍTICOS PARA EL DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO

4.1 AFLUENCIA DE GENTE AL PARQUE

El parque Itchimbía es dedicado en gran parte a la afluencia de gente durante los fines de semana, teniendo entre semana una afluencia estudiantil para la realización de actividades específicas. Se ha considerado la participación de los estudiantes del Colegio Santiago de Guayaquil, que aproximadamente son 1700 alumnos, los cuales aportarían para el funcionamiento de este proyecto; además, alumnos de varios colegios de la ciudad de Quito, acuden al parque entre semana, se estima que suman una población de aproximadamente 2000 estudiantes al mes. Además, se estima una afluencia de 30 000 personas mensuales, de las cuales más del 50% acuden los fines de semana.

Fotografía 4.1: Visitantes del Parque Itchimbía



4.2 ESTIMACIÓN DEL VOLUMEN DE LOS TANQUES DE LA EMAAP-Q

La estimación del volumen de los tanques se realizó mediante varias visitas de campo, la primera fue únicamente de reconocimiento de los tanques y las posteriores visitas se realizaron para la toma de medidas de todas las distancias necesarias, con la ayuda de un decámetro.

Una vez recopilada la información necesaria, se procesó dicha información en AutoCAD 2008, para obtener una mejor visualización de la estructura de los tanques que servirán como reservorio de agua lluvia. Finalmente, se determinó el volumen de cada uno de los tanques y el volumen total de los mismos.

Fotografía 4.2: Interior de los tanques de la EMAAP-Q



Gráfico 4.1: levantamiento de los tanques de la EMAAP-Q en 3D

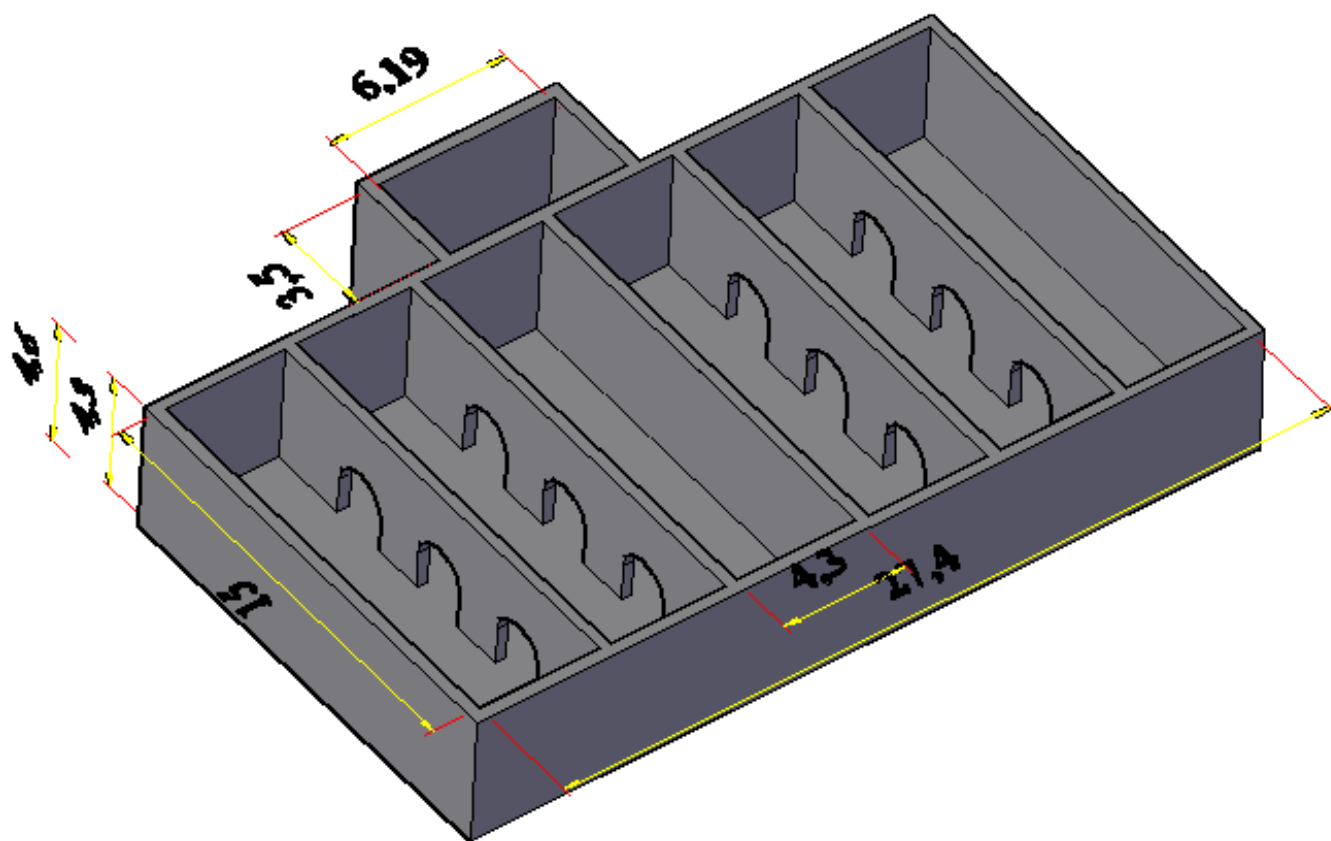


Gráfico 4.2: Vista en planta de los tanques de la EMAAP-Q

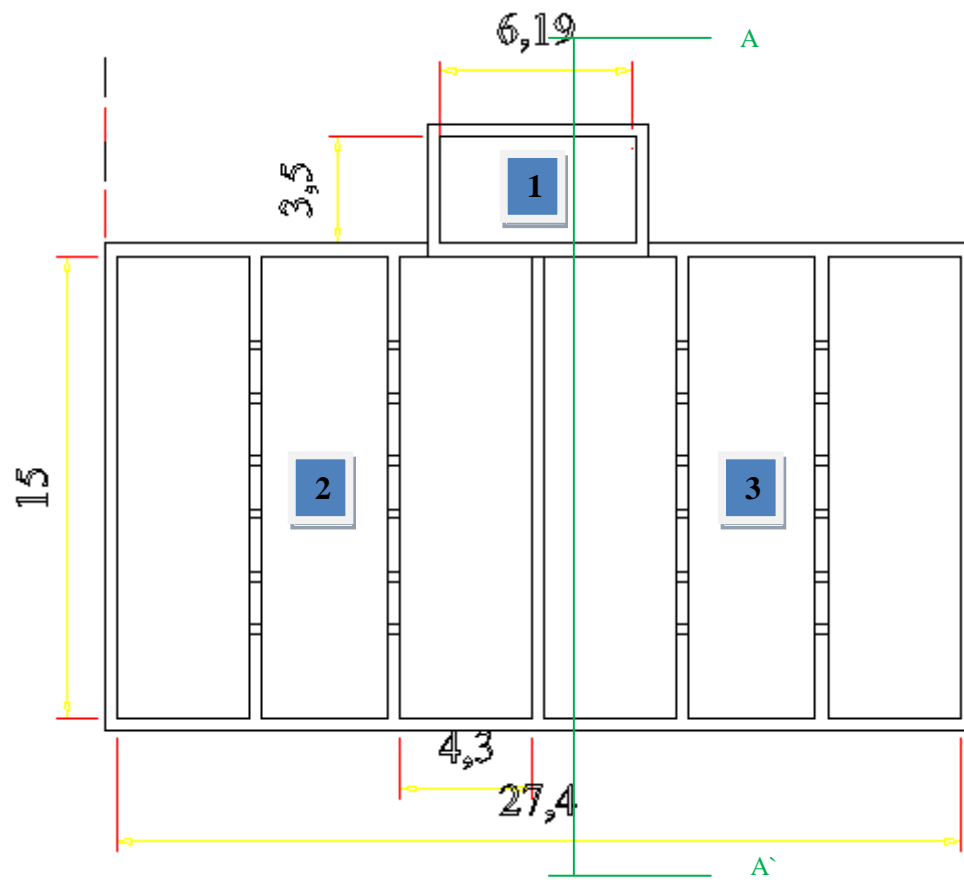
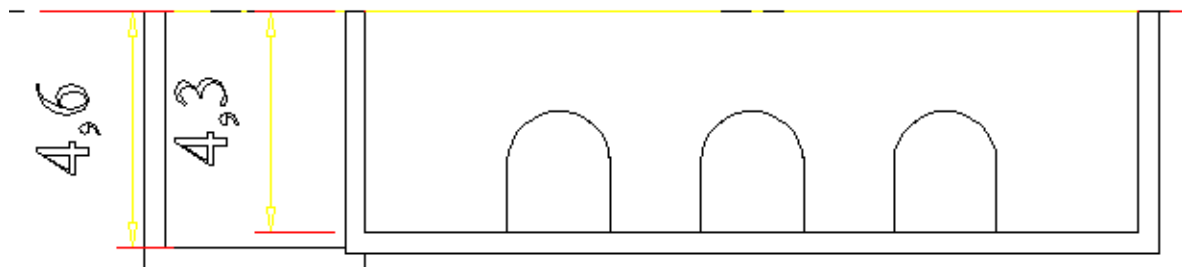


Gráfico 4.3: Corte A-A' de los tanques de la EMAAP-Q



Volumen tanque 1:

$$\text{Volumen}_1 = (\text{lado}) (\text{ancho}) (\text{altura})$$

$$\text{Volumen}_1 = (6,19\text{m}) (3,5\text{m}) (4,6\text{m})$$

$$\text{Volumen}_1 = 99,659 \text{ m}^3$$

Este valor se aproxima a 100 m^3

$$\boxed{\text{Volumen}_1 = 100 \text{ m}^3}$$

Volumen tanque 2 y 3:

$$\text{Volumen}_{2y3} = (\text{lado}) (\text{ancho}) (\text{altura})$$

$$\text{Volumen}_{2y3} = (15\text{m}) (12,9\text{m}) (4,3\text{m})$$

$$\text{Volumen}_{2y3} = 832,05 \text{ m}^3$$

Se disminuyó el 3% ya que los tanques tienen forma cóncava en la parte superior de los mismos, entonces se obtuvo un volumen calculado.

$$\text{Volumen}_{2y3} = [832,05\text{m}^3 - 832,05\text{m}^3 * (3/100)]$$

$$\text{Volumen}_{2y3} = 807,089 \text{ m}^3$$

Este valor se aproxima a 800 m^3 .

$$\boxed{\text{Volumen}_{2y3} = 800 \text{ m}^3}$$

Volumen total:

$$\text{Volumen total} = \text{Volumen}_1 + \text{Volumen}_2 + \text{Volumen}_3$$

$$\text{Volumen total} = 100\text{m}^3 + 800\text{m}^3 + 800\text{m}^3$$

$$\boxed{\text{Volumen total} = 1700\text{m}^3}$$

Tabla 4.1: Resultados de la medición del volumen de los tanques de la EMAAP-Q

Tanque 1 (m ³)	Tanque 2 (m ³)	Tanque 3 (m ³)	TOTAL (m ³)
100	800	800	1700

4.3 DETERMINACIÓN DE LAS MICROCUENCAS DE DRENAJE

4.3.1 Metodología para la selección de microcuencas de drenaje.- En primer lugar, se realizó una visita de campo y se determinaron los límites de las posibles microcuencas que aportarían con agua de escorrentía para el proyecto de las lagunas. Posteriormente se recopiló toda la información necesaria, como perímetros, áreas, y diferencias de nivel de las microcuencas seleccionadas. Finalmente, se señaló en la fotografía aérea los límites de las microcuencas de drenaje.

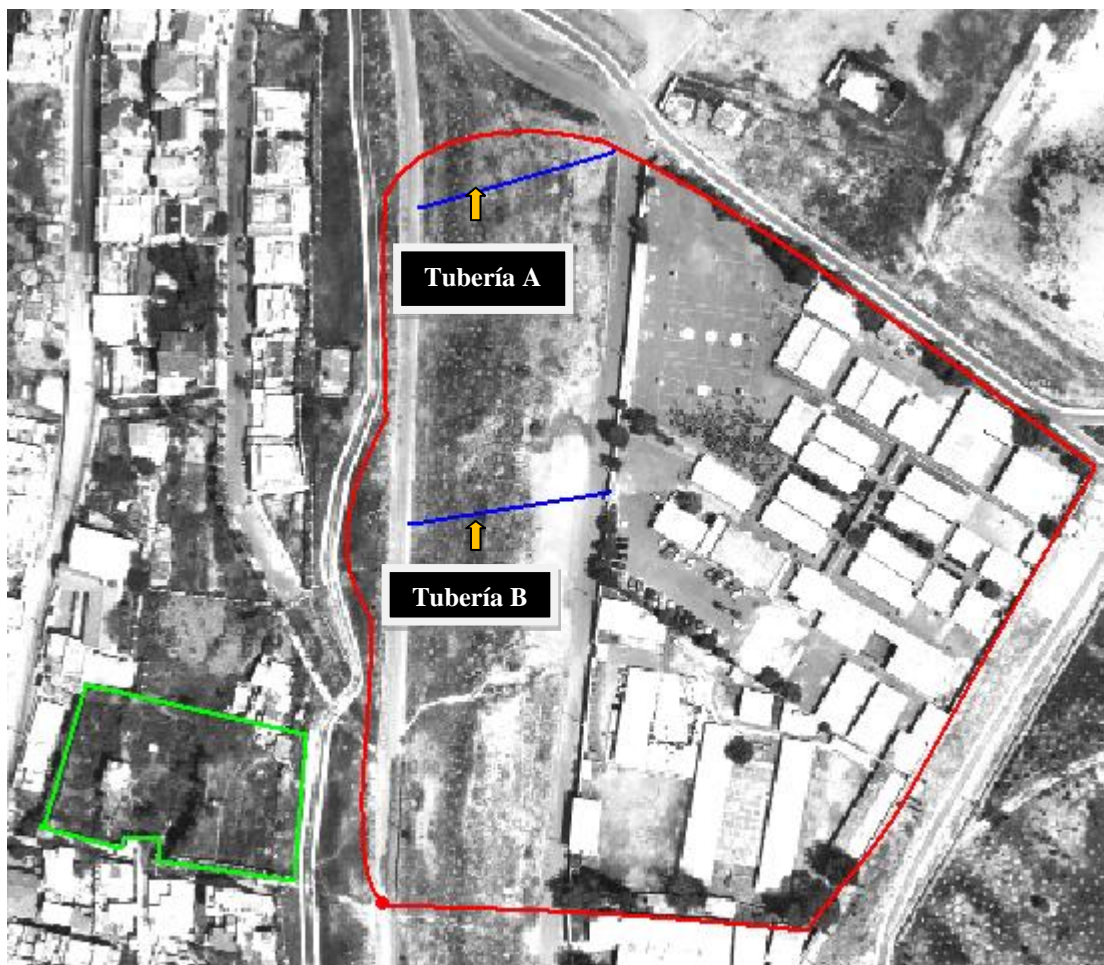
4.3.2 Metodología para la determinación de medidas y diferencias de nivel en las microcuencas.- Para la determinación de medidas de las microcuencas, se usaron un decámetro, un teodolito marca SOKKIA, y un jalón. Estos equipos fueron proporcionados por la Universidad Internacional SEK. Finalmente, todos los datos obtenidos fueron anotados en el cuaderno de campo y posteriormente sistematizados.

Fotografías 4.3: Teodolito usado para la medición de las diferencias de nivel en las microcuencas en el Parque Itchimbía



4.3.3 Características de la microcuenca de drenaje No. 1.-

Fotografía 4.4: Microcuenca de drenaje No. 1



Largo = 300,00 m

Área = 25000,00 m²

Área = 2,50 ha

Área de pradera: 0,88 ha

Área pavimentada: 1,59 ha

Área Cultivada: 0,03 ha

Diferencia de nivel = 8,50 m

% pendiente = $\frac{8,50}{300,00} * 100 = 2,83\%$

Pérdida de carga tubería (A): 7,00 m

Longitud de tubería (A): 70,00 m

Pérdida de carga tubería (B): 9,00 m

Longitud de tubería (B): 51,30 m

Diámetro tubería (A) y (B): 0,20 m

Coeficiente de escorrentía: se lo determina con el uso de tablas, en función del uso de suelo o tipo de suelo que se encuentre en la microcuenca, por su área correspondiente.

Tabla 4.2: Coeficientes de escorrentía

Tipo de vegetación / uso de suelo	Pendiente (%)	Franco arenoso
Praderas	0-5	0,25
	5-10	0,30
	10-30	0,35
Terrenos cultivados	0-5	0,40
	5-10	0,45
	10-30	0,50
Suelo asfaltado	0-5	0,80
	5-10	0,85
	10-30	0,90

El área de pradera es de 0,88 ha, con un coeficiente de escorrentía de 0,25. El área pavimentada es de 1,59 ha, con un coeficiente de 0,80. Finalmente, el área cultivada es de 0,03 ha, con un coeficiente de escorrentía de 0,40. Estos valores fueron tomados de la tabla considerando un porcentaje de pendiente calculado de 2,83%.

$$C = \frac{\sum(\text{Área} * C)}{\text{Área total}}$$

$$C = \frac{(0,88 * 0,25) + (0,03 * 0,40) + (1,59 * 0,80)}{2,50}$$

$$C = 0,60$$

El coeficiente de escorrentía calculado para la microcuenca 1, es relativamente alto, es decir, la mayoría de agua que cae en las precipitaciones se convierte en agua de escorrentía y tan solo el 40% es absorbido por el suelo. Esto se debe a que la mayoría de la cuenca es área pavimentada, por la presencia de la escuela Santiago de Guayaquil.

Velocidad en la tubería: es necesario su cálculo, para determinar posteriormente el tiempo de recorrido.

Para tubería (A):

Pérdida de carga unitaria:

$$S_{fA} = \frac{h_f}{L}$$
$$S_{fA} = \frac{7,00 \text{ (m)}}{70,00 \text{ (m)}}$$
$$S_{fA} = 0,10 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Velocidad: La tubería es de PVC (información proporcionada por la dirección Parque Itchimbia), por lo tanto el coeficiente C es igual a 140.

$$v_A = 0,355 * C * (Di)^{0,63} * S_{fA}^{0,54}$$
$$v_A = 0,355 * 140 * (0,20)^{0,63} * 0,10^{0,54}$$
$$v_A = 5,20 \text{ m/s}$$

Para tubería (B):

Pérdida de carga unitaria:

$$S_{fB} = \frac{h_f}{L}$$
$$S_{fB} = \frac{9,00 \text{ (m)}}{51,30 \text{ (m)}}$$
$$S_{fB} = 0,17 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Velocidad: La tubería es de PVC (información proporcionada por la dirección Parque Itchimbia), por lo tanto el coeficiente C es igual a 140.

$$v_B = 0,355 * C * (Di)^{0,63} * S_{fB}^{0,54}$$
$$v_B = 0,355 * 140 * (0,20)^{0,63} * 0,17^{0,54}$$

$$v_B = 6,92 \text{ m/s}$$

Tiempo de recorrido: únicamente se considera cuando existe recorrido por tuberías. Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$t_f = \frac{1}{60} * \sum \left(\frac{L_i}{V_i} \right)$$

$$t_f = \frac{1}{60} * \left(\frac{70,00}{5,20} + \frac{51,30}{6,92} \right)$$

$$t_f = 0,35 \text{ min}$$

Tiempo de concentración: Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$t_c = \frac{0,0195 * L^{1,1550}}{(\text{Dif. nivel})^{0,3850}}$$

$$t_c = \frac{0,0195 * 300,00^{1,1550}}{(8,50)^{0,3850}}$$

$$t_c = 6,21 \text{ min.}$$

Tiempo total: Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$t = t_c + t_f$$

$$t = 6,21 \text{ min} + 0,35 \text{ min}$$

$$t = 6,56 \text{ min}$$

Intensidad de lluvia: Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$I = \frac{48,6570 * T^{0,0896}}{t^{1,9654}} * [\ln(t + 3)]^{5,2340} * (\ln T)^{0,2138}$$

En donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h).

Ln = Logaritmo natural.

t = tiempo en minutos.

T = período de retorno en años.

$$I = \frac{48,6570 * 2^{0,0896}}{6,56^{1,9654}} * [\ln(6,56 + 3)]^{5,2340} * (\ln 2)^{0,2138}$$

$$I = 84,24 \text{ mm/hora}$$

Para determinar la intensidad de lluvia se asumió un tiempo de retorno de dos años, por ser una obra pequeña. Esto quiere decir que lloverá con una intensidad de 84,24 mm/hora una vez cada dos años. Este dato permite el cálculo del caudal máximo que se tendrá en la microcuenca.

Caudal máximo de la microcuenca:

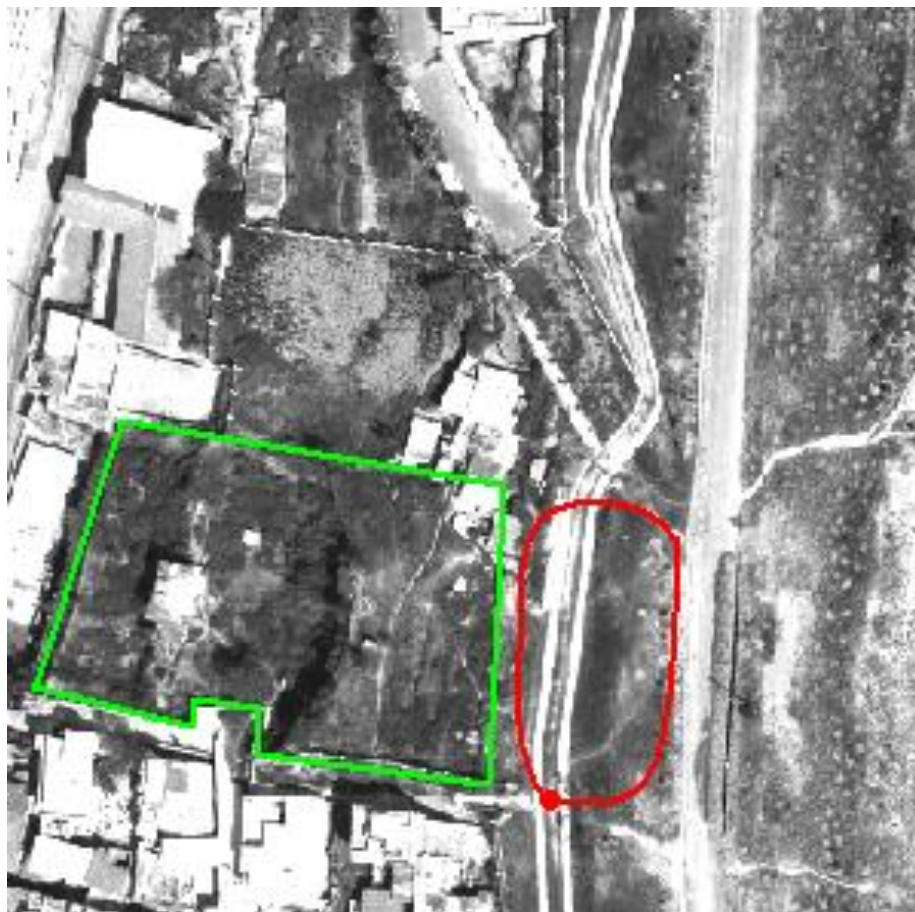
$$Q_{\max} = \frac{C.I.A}{360}$$

$$Q_{\max} = \frac{(0,60)(84,24)(2,50)}{360}$$

$$Q_{\max} = 0,35 \frac{m^3}{s}$$

4.3.4 Características de la microcuenca de drenaje 2.-

Fotografía 4.5: Microcuenca de drenaje No. 2



Área = 1000,00 m²

Largo = 43,00 m

Área = 0,10 ha

Diferencia de nivel = 0,77 m

Área de pradera: 0,09 ha

% pendiente = $\frac{0,77}{43,00} * 100 = 1,79\%$

Área pavimentada: 0,01 ha

Coeficiente de escorrentía: se lo determina con el uso de tablas, en función del uso de suelo o tipo de suelo que se encuentre en la microcuenca, por su área correspondiente.

Tabla 4.3: Coeficientes de escorrentía

Tipo de vegetación / uso de suelo	Pendiente (%)	Franco arenoso
Praderas	0-5	0,25
	5-10	0,30
	10-30	0,35
Terrenos cultivados	0-5	0,40
	5-10	0,45
	10-30	0,50
Suelo asfaltado	0-5	0,80
	5-10	0,85
	10-30	0,90

El área de pradera es de 0,09 ha, con un coeficiente de escorrentía de 0,25. El área pavimentada es de 0,01 ha, con un coeficiente de 0,80. Estos valores fueron tomados de la tabla considerando un porcentaje de pendiente calculado de 1,79%.

$$C = \frac{\sum(\text{Área} * C)}{\text{Área total}}$$
$$C = \frac{0,09(0,25) + 0,01(0,80)}{0,10}$$
$$C = 0,31$$

El coeficiente de escorrentía calculado para la microcuenca 2, es relativamente bajo, es decir, la mayoría de agua que cae en las precipitaciones es retenida en el suelo y tan solo el 31% escurre y puede ser aprovechada para su recolección. Esto se debe a que la mayoría de la cuenca es pradera y una pequeña porción es pavimentada.

Tiempo de recorrido: únicamente se considera cuando existe recorrido por tuberías. Para esta microcuenca es despreciable. Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$t_f = \frac{1}{60} * \sum \left(\frac{L_i}{V_i} \right)$$
$$t_f = 0,00 \text{ min}$$

Tiempo de concentración: Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$t_c = \frac{0,0195 * L^{1,1550}}{(Dif. nivel)^{0,3850}}$$

$$t_c = \frac{0,0195 * 43,00^{1,1550}}{(0,77)^{0,3850}}$$

$$t_c = 1,66 \text{ min.}$$

Tiempo total: Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$t = t_c + t_f$$

$$t = 1,66 \text{ min} + 0 \text{ min}$$

$$t = 1,66 \text{ min}$$

Intensidad de lluvia: Se calculó con la ecuación empírica determinada por el INAMHI en conjunto con la EMAAP-Q.

$$I = \frac{48,6570 * T^{0,0896}}{t^{1,9654}} * [\ln(t + 3)]^{5,2340} * (\ln T)^{0,2138}$$

En donde:

I = Intensidad de lluvia (mm/h).

Ln = Logaritmo natural.

t = tiempo en minutos.

T = período de retorno en años.

$$I = \frac{48,6570 * 2^{0,0896}}{1,66^{1,9654}} * [\ln(1,66 + 3)]^{5,2340} * (\ln 2)^{0,2138}$$

$$I = 168,86 \text{ mm/hora}$$

Para determinar la intensidad de lluvia se asumió un tiempo de retorno de dos años, por ser una obra pequeña. Esto quiere decir que lloverá con una intensidad de 168,86 mm/hora una vez cada dos años. Este dato permite el cálculo del caudal máximo que se tendrá en la microcuenca.

Caudal máximo de la microcuenca:

$$Q_{\max} = \frac{C.I.A}{360}$$

$$Q_{\max} = \frac{(0,31)(168,86) * (0,11)}{360}$$

$$Q_{\max} = 0,02 \frac{m^3}{s}$$

Tabla 4.4: Resultados de caudales máximos de las dos microcuencas consideradas

No. de microcuenca	Caudal max. (m ³ /s)
1	0,35
2	0,02
TOTAL	0,37

El caudal máximo obtenido se debe principalmente a la intensidad de lluvia para las microcuencas. Esta intensidad es relativamente elevada dado que el tiempo de concentración es bajo. Sin embargo, se comprobó mediante un documento proporcionado por la EMAAP- Q que los valores de intensidad de lluvia obtenidos son correctos (Ver Anexo 4).

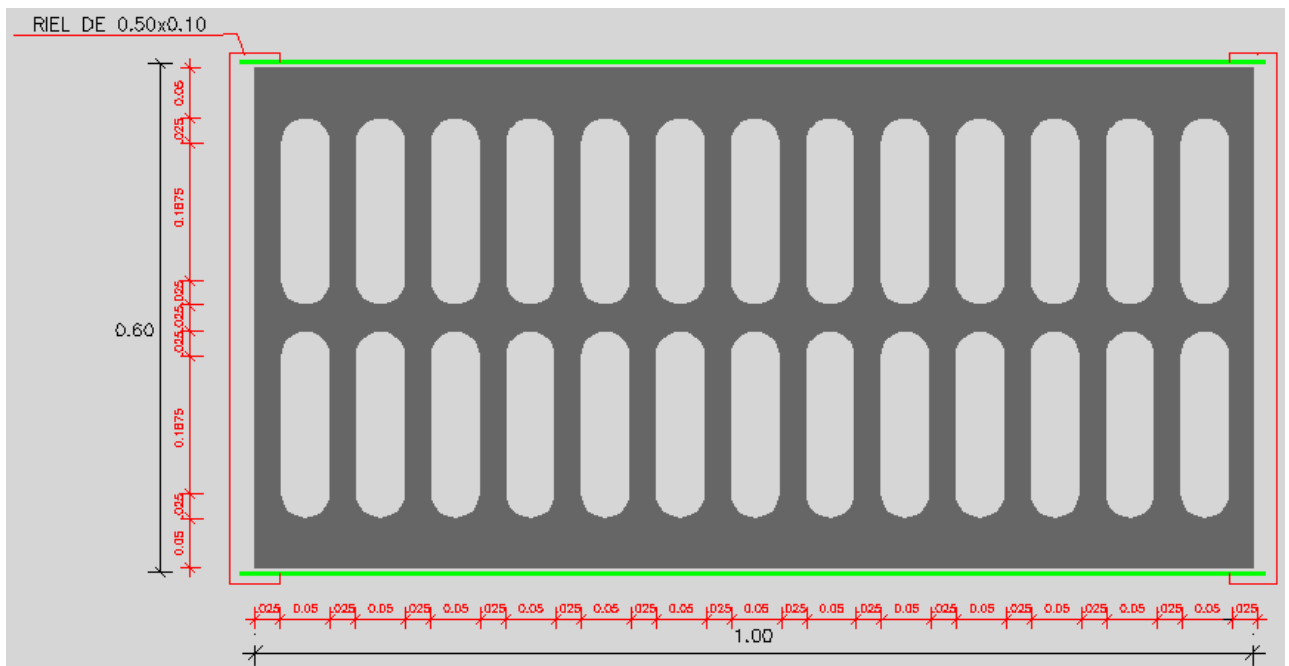
5. CAPITULO 5

DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE BOMBEO

5.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE CAPTACIÓN SE AGUA DE ESCORRENTÍA

Para la captación del agua lluvia que escurre por las microcuencas consideradas, se colocarán dos rejillas de hierro fundido a lo largo de las vías a manera de sumideros. Estas rejillas se venden en el mercado en dimensiones de 1 metro de largo por 0,60 metros de ancho. Los pasos de agua (orificios) son de 0,05 metros y la separación entre cada uno es de 0,025 metros.

Gráfico 5.1: Modelo de rejilla de hierro fundido de la EMAAP-Q

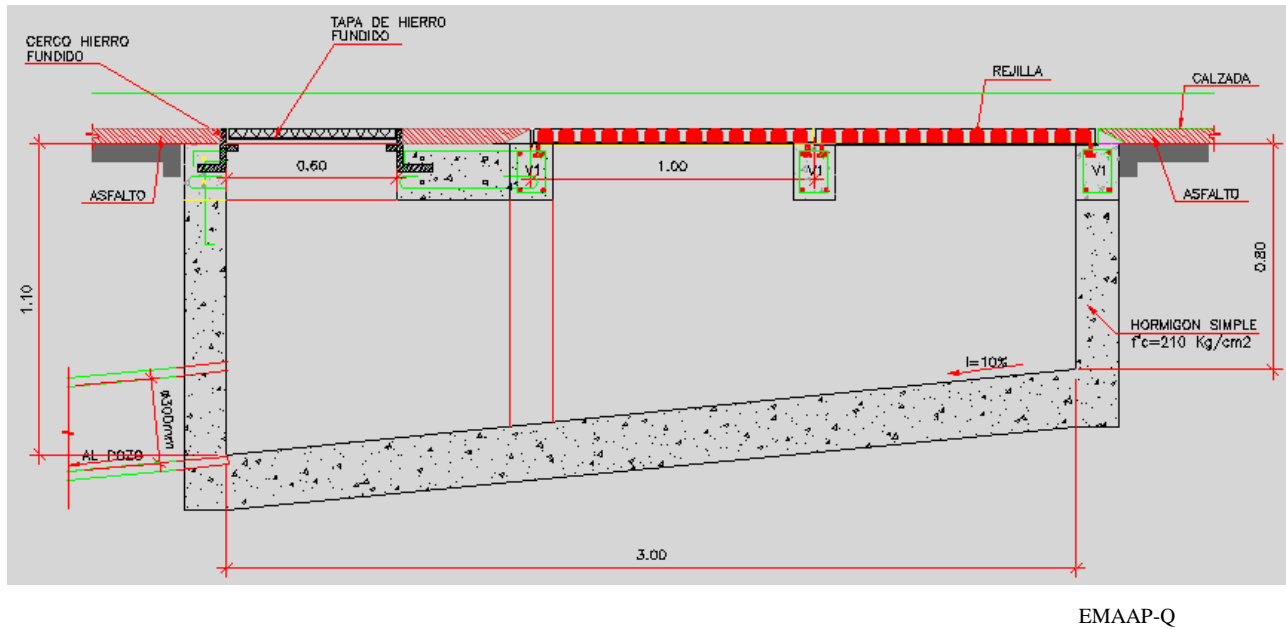


Esta rejilla no permite el paso de sólidos grandes, sin embargo no es suficiente para impedir el paso de ramas, césped cortado y desechos sólidos pequeños.

El sumidero de la Microcuenca 1, es decir, el que se encuentra en la vía de acceso de autos, se conectará por medio de tubería hasta el tanque de almacenamiento seleccionado para el proyecto. El sumidero de la Microcuenca 2, se conectará a la tubería nombrada anteriormente.

En cada uno de los sumideros se colocarán rejillas a la entrada de las tuberías para evitar el paso de los sólidos en suspensión y flotantes que entraron a través de las rejillas de hierro fundido. Cada sumidero tendrá una caja de revisión, donde se acumularán estos sólidos y deben ser limpiados de manera manual y periódica, para permitir el correcto funcionamiento del sistema de captación de agua.

Gráfico 5.2: Modelo de sumidero de la EMAAP-Q usado en la vía de acceso de autos



En base a este modelo se determinaron las medidas reales para los sumideros de recolección de agua de escorrentía de cada una de las microcuencas.

Gráfico 5.3: Sumidero de la microcuenca No. 1

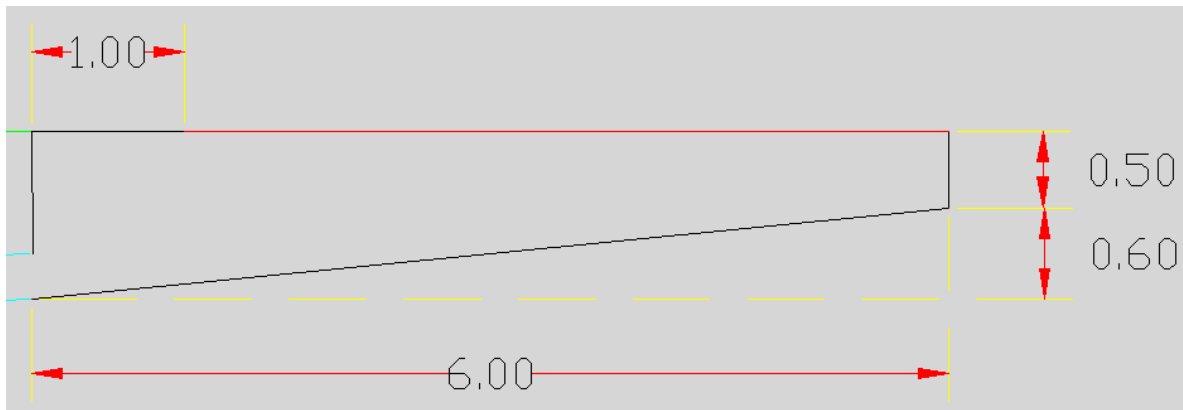
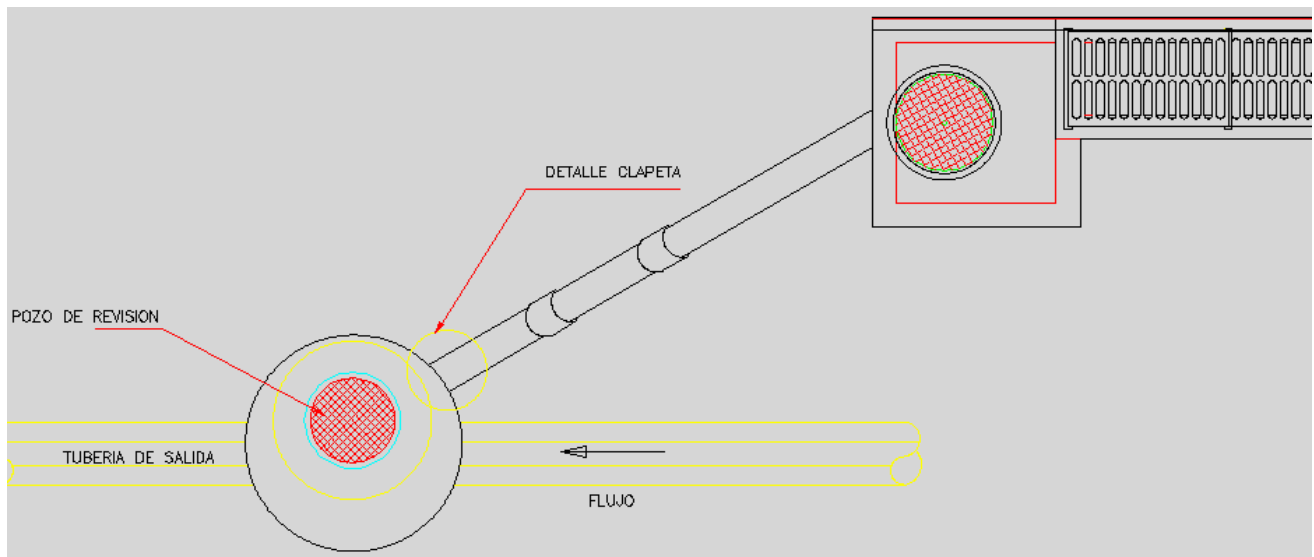
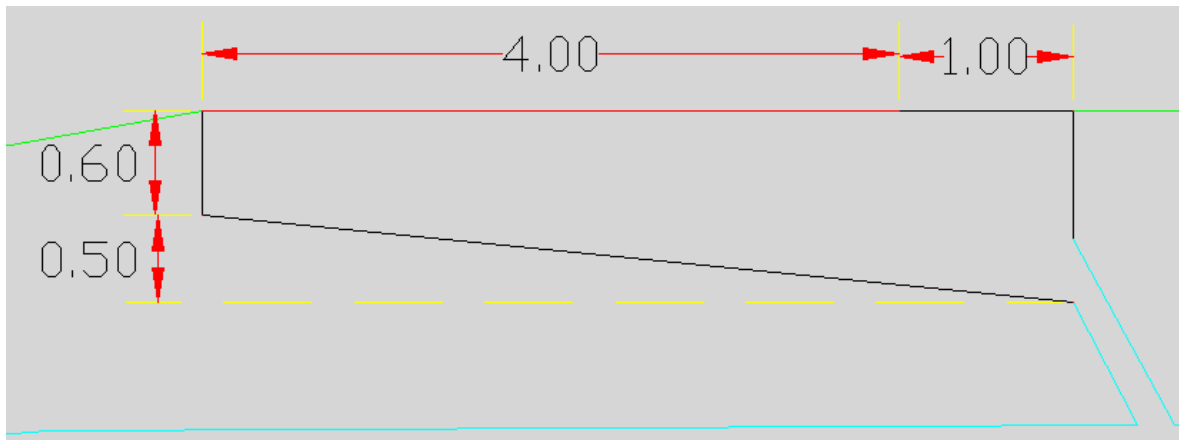


Gráfico 5.4: Modelo de sumidero con conexión a tubería de la EMAAP-Q usado en la vía peatonal



EMAAP-Q

Gráfico 5.5: Sumidero de la microcuenca No. 2



Las rejillas a la entrada de cada una de las tuberías harán la vez de filtros. Para este objetivo se utilizará malla tejida. Esta malla se la encuentra en el catálogo de productos de Ideal Alambrec, donde se especifica que es apta para este tipo de usos ya que es una malla tejida con alambre galvanizado entrelazado que forma unos pequeños cuadrados. El alambre que la conforma es de bajo contenido de carbono por lo que ofrece gran resistencia mecánica al impacto⁶⁷. La principal ventaja al utilizar esta malla es que permite el paso del caudal máximo calculado, al tener un diámetro de alambre reducido.

Tabla 5.1: Especificaciones de la malla tejida

Malla Tejida							
Código	Largo Rollo (m)	Alto Rollo (m)	Apertura (plg)	Apertura (mm)	Peso Rollo (kg)	Diámetro Alambre (mm)	Peso (kg/m ²)
43020110	30	0,9	1/8	3	20,9	0,45	0,77
43020120	30	0,9	1/6	4	25,3	0,56	0,49
13020130	30	0,9	¼	6	26,7	0,71	0,99

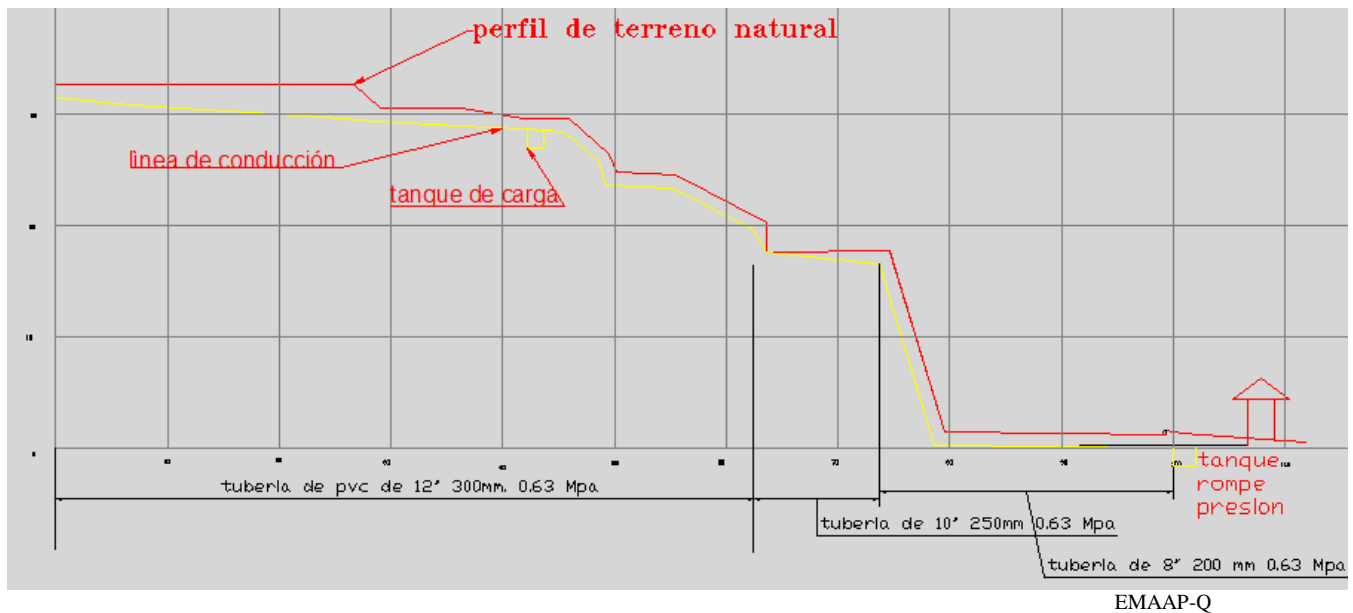
Catálogo de productos de Ideal Alambrec

Con la utilización del software Excel con fórmulas empíricas de propiedad de la EMAAP-Q y el perfil del proyecto, se determinaron los diámetros de las tuberías de conducción, las presiones a las que trabajarán cada una y detalles de diseño.

⁶⁷ Catálogo de productos de Ideal Alambrec

Se determinó entonces que se debe construir un tanque de carga después de los sumideros, y un tanque rompe presión al final de la tubería antes de entrar al tanque de almacenamiento. Las tuberías serán de PVC de 12'', 10'' y 8'' y todas soportarán una presión de 0,63 megapascuales (Mpa), como se indica en el gráfico.

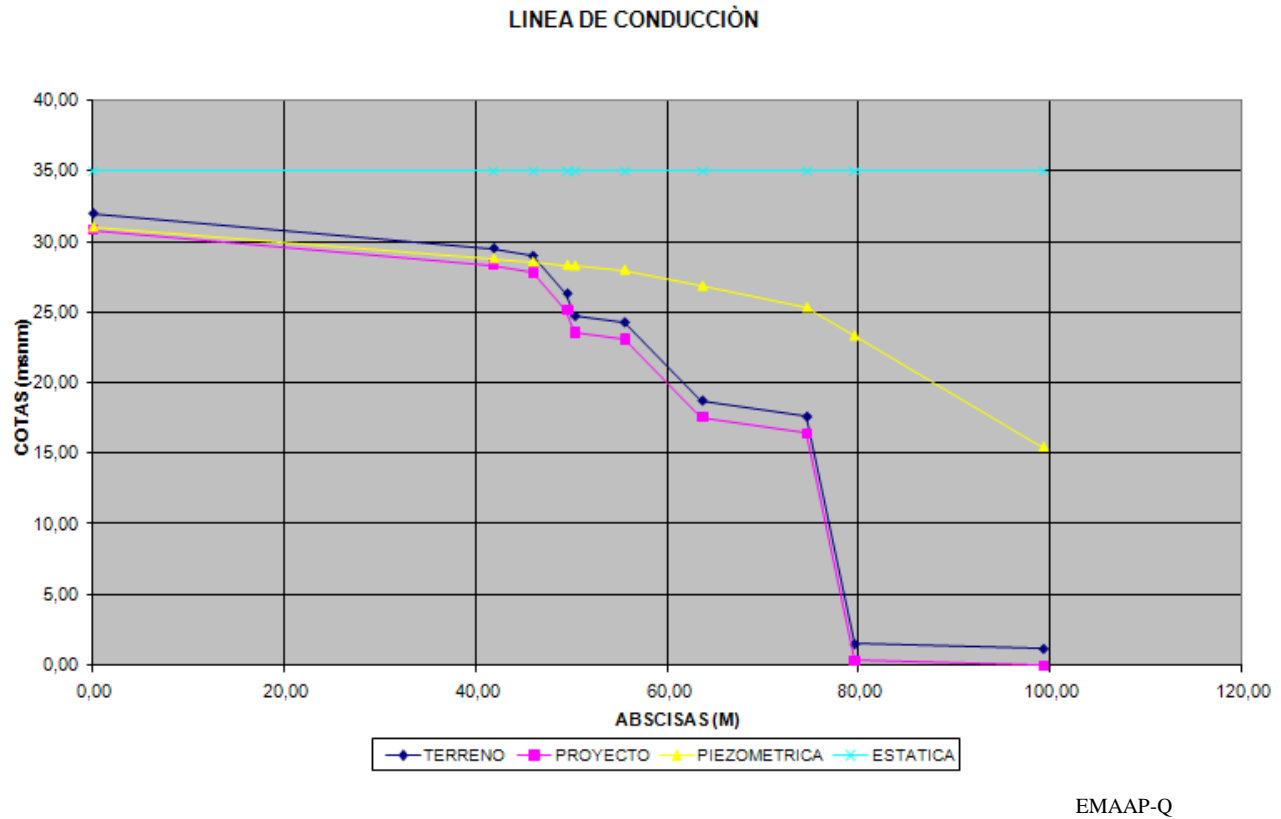
Gráfico 5.6: Descripción de las líneas de conducción y posición de los tanques



Las tuberías van disminuyendo de diámetro, debido a que se debe bajar la línea piezométrica para que la fuerza no sea muy elevada a la descarga de la tubería. Es decir, es como ir ahorcando al flujo de agua por la tubería para bajar la fuerza de salida.

Cabe recalcar que las recargas de agua se dan antes del tanque de carga, luego de éste no existen ni recargas ni salidas de agua hasta llegar al tanque rompe presiones, desde donde el agua entra al tanque de almacenamiento.

Gráfico 5.7: Líneas de conducción



La línea de la tubería no corta en ningún momento a la línea piezométrica, por lo tanto se concluye que las tuberías se encuentran bajo condiciones adecuadas de trabajo.

5.2 PROPUESTA DE EVACUACIÓN DE AGUA DEL TANQUE DE LA EMAAP-Q

El caudal que presentan las cuencas de drenaje es bastante elevado, y se determinó que en épocas de alta precipitación el tanque seleccionado se llenará en aproximadamente 30 minutos (posterior explicación en memoria de cálculo). Por este motivo, se propone colocar una tubería al lado opuesto de la entrada de agua al tanque. Esta tubería debe estar direccionada al sistema de alcantarillado que se encuentra en la vía pública en la parte inferior del proyecto.

Este sistema de evacuación de agua permitirá que no se genere sobrepresión en el tanque o en las tuberías de conducción. Este sistema está únicamente como propuesta en este estudio, ya que su dimensionamiento depende de la autorización de la EMAAP-Q o de su propia gestión para el acoplamiento al sistema de alcantarillado.

5.3 COMPUERTA DE LA PRIMERA LAGUNA

La experiencia en la construcción de compuertas determina que el espesor de una compuerta de acero inoxidable de dimensiones relativamente pequeñas puede ser de hasta 1 cm, en el caso de ser necesario se debe poner refuerzos con vigas del mismo material. El sistema de levantamiento de la compuerta debe ser manual, es decir con un volante o una manivela, unidos a un sistema de engranajes⁶⁸.

Gráfico 5.8: Corte lateral de la primera laguna (tanque) con la compuerta abierta

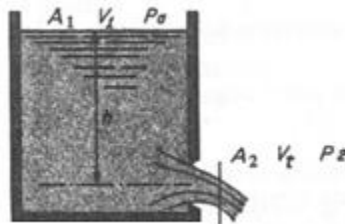


Gráfico 5.9: Vista frontal de la compuerta de la primera laguna abierta

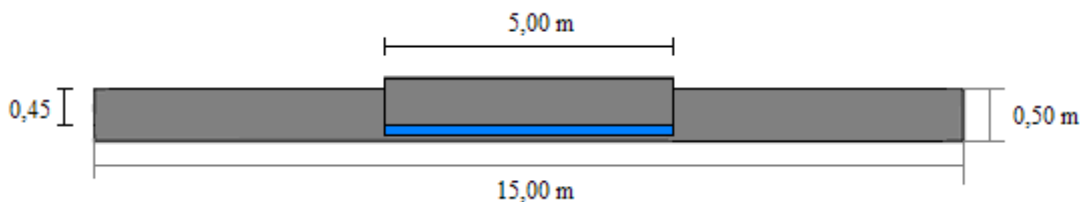
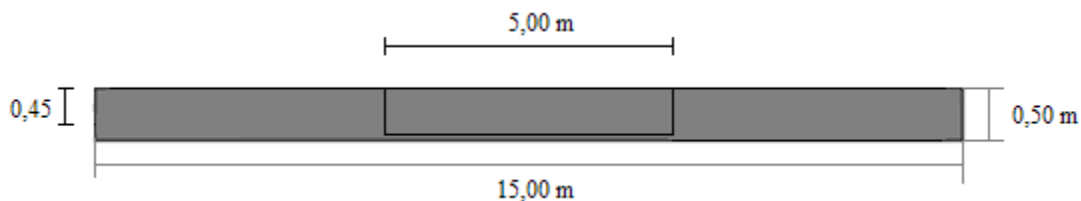


Gráfico 5.10: Vista frontal de la compuerta de la primera laguna cerrada



⁶⁸ URBACA, 2008

El orificio que genera la compuerta en la primera laguna es de forma rectangular, y presenta las siguientes características:

Profundidad: es decir, desde la superficie del agua hasta la mitad del orificio:

$$h = 0,44 \text{ m}$$

Un tercio de la profundidad:

$$\frac{h}{3} = 0,15 \text{ m}$$

Alto o dimensión vertical del orificio:

$$d = 0,02 \text{ m}$$

Se determina que el orificio que genera la compuerta de la primera laguna al abrirse, es un orificio pequeño, dado que la dimensión vertical es menor al un tercio de la profundidad:

$$0,02\text{m} < 0,15\text{m}$$

Área del orificio:

$$A_2 = 0,10 \text{ m}^2$$

Área de la superficie del tanque:

$$A_1 = 75,00 \text{ m}^2$$

1/10 del área de la superficie del tanque:

$$\frac{A_1}{10} = 7,50 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, se desprecia la velocidad con la que el nivel de agua va disminuyendo en el tanque (VI), ya que es un orificio pequeño, y además su área es mucho menor a 1/10 del área de la superficie del tanque:

$$0,10 \text{ m}^2 < 7,50 \text{ m}^2$$

Densidad del acero inoxidable:

$$\delta_{\text{acero}} = 7900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Volumen de la compuerta:

$$V_{\text{compuerta}} = (0,45\text{m})(5\text{m})(0,01\text{m})$$

$$V_{\text{compuerta}} = 0,02 \text{ m}^3$$

Peso de la compuerta:

$$m_{\text{compuerta}} = (\delta_{\text{acero}})(V_{\text{compuerta}})$$

$$m_{\text{compuerta}} = (7900 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3})(0,02 \text{ m}^3)$$

$$m_{\text{compuerta}} = 158 \text{ kg}$$

5.3.1 Cálculo de la presión hidráulica en la compuerta de la primera laguna.-

Para compuerta plana deslizante: Se usó una fórmula empírica desarrollada por ESTRUAGUA, empresa española, especialista en tratamiento de agua y sólidos⁶⁹:

$$P_h = 1000 H'(L + 0,05)(H + 0,03)$$

⁶⁹ Estruagua, 2008

En donde:

P_h = Presión hidráulica sobre el tablero en Kg.

L = Luz libre del vano en metros. (Ancho hueco)

H = Carga máxima de agua en metros.

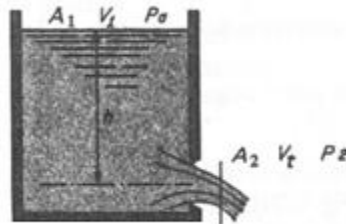
H' = Carga máxima de agua sobre el centro de la compuerta en metros.

$$P_h = 1000(0,47)(5,00 + 0,05)(0,50 + 0,03)$$

$$P_h = 1257,96 \text{ kg}$$

5.3.2 Cálculo del caudal de salida y tiempo de vaciado en la primera laguna con compuerta.-

Gráfico 5.11: Corte lateral de la compuerta de la laguna 1



$$A_1 = 75,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura del orificio} = 0,02 \text{ m}$$

$$A_2 = 0,10 \text{ m}^2$$

$$h = 0,44 \text{ m}$$

Velocidad de salida

$$v_{tt} = \sqrt{2gh}$$
$$v_{tt} = \sqrt{2(9,8)(0,44)}$$
$$v_{tt} = 2,94 \text{ m/s}$$

Coeficiente de descarga: Para el caso de compuertas el valor práctico de C_d es de 0,67⁷⁰.

$$C_d = 0,67$$

Caudal:

$$Q = C_d A v_t$$

En donde:

Q = es el caudal (m^3/s).

C_d = es el coeficiente de descarga.

A = es el área del orificio (m^2).

v_t = es la velocidad de salida (m/s).

$$Q = (0,67)(0,10)(2,94)$$

$$Q = 0,20 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tiempo de vaciado de la primera laguna: Se despejó el tiempo de la ecuación convencional de caudal, la cual relaciona el volumen que pasa por un determinado trecho en un tiempo establecido.

⁷⁰ Azevedo y Acosta, 1975

$$Q = \frac{V}{t}$$

$$t = \frac{V}{Q}$$

En donde:

t = es el tiempo en el que se vacía el tanque.

V = es el volumen de agua que va a salir del tanque.

Q = es el caudal con el que el agua sale del tanque.

$$t = \frac{(0,45 * 15,00 * 5,00)[m^3]}{(0,20) \left[\frac{m^3}{s} \right]}$$

$$t = 168,75 \text{ s}$$

$$t = 2,81 \text{ min}$$

Es decir, el tanque se vaciará en 2,81 minutos, después de abrir la compuerta. Por esta razón la bomba que hará recircular el agua en el sistema, deberá funcionar nueve horas al día, de manera continua, para asegurar que el nivel de agua en la laguna es el adecuado para poder elevar agua de la misma por medio del Tornillo de Arquímedes.

Por lo expuesto anteriormente, no es recomendable el uso de la compuerta, ya que representaría un desperdicio de recursos económicos, simplemente se puede hacer un vertedero de desborde a lo largo de la laguna, generando de esta manera una caída mucho mas visible y la bomba que eleva el agua desde el tanque trabajará nueve horas diarias de igual manera.

5.4 DEMANDA DE RIEGO

La demanda de riego para jardines de plantas ornamentales, es baja, es decir de aproximadamente 5 l/m^2 al día. Para determinar la demanda primero se calculó el área de los jardines.

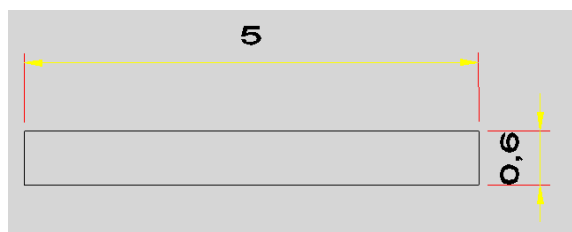
Los jardines serán rectangulares, con un largo de 5 metros y un ancho de 0,60 metros cada uno. Se sembrará una fila de plantas ornamentales a lo largo de los cinco metros. Entonces, el área de los jardines es:

$$A = \text{largo} \times \text{ancho}$$

$$A = 5 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}$$

$$A = 3,00 \text{ m}^2$$

Gráfico 5.12.- Descripción de los jardines en la parte superior del proyecto



La demanda diaria por cada jardín se la determinó de la siguiente manera:

$$\text{Demanda diaria de riego por jardín} = 3,00 \text{ m}^2 * 5 \frac{\text{litros}}{\text{m}^2} / \text{día}$$

$$\text{Demanda diaria de riego por jardín} = 15,00 \frac{\text{litros}}{\text{día}}$$

$$\text{Demanda diaria de riego por jardín} = 0,015 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Entonces para los dos jardines la demanda total es:

$$\text{Demanda diaria total de riego} = (15,00 \text{ litros})(2)$$

$$\text{Demanda diaria total de riego} = 30,00 \text{ litros}$$

$$\text{Demanda diaria total de riego} = 0,03 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Este volumen, es lo que diariamente se necesita para regar los jardines, pero se debe considerar un volumen total que se va a requerir para riego de dichos jardines en la época seca del año (junio, julio, agosto septiembre):

$$\text{Días de riego al año} = 122 \text{ días}$$

Por lo tanto el volumen mínimo de agua que se usará para riego de los jardines es de:

$$\text{Volumen requerido} = 122 \text{ días} * 0,03 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

$$\text{Volumen requerido para riego} = 3,66 \frac{\text{m}^3}{\text{año}}$$

$$\text{Volumen requerido para riego} = 4 \frac{\text{m}^3}{\text{año}}$$

Por lo tanto, el volumen mínimo necesario de agua para riego que se debe almacenar en los tanques de la EMAAP-Q, se aproxima a 4 metros cúbicos, para poder abastecer la demanda de riego de los jardines. Sin embargo, se debe considerar que los visitantes y usuarios del proyecto, van regar en los jardines un volumen mayor al establecido como estrictamente necesario, por lo que se hace necesaria la construcción de un sistema de drenaje.

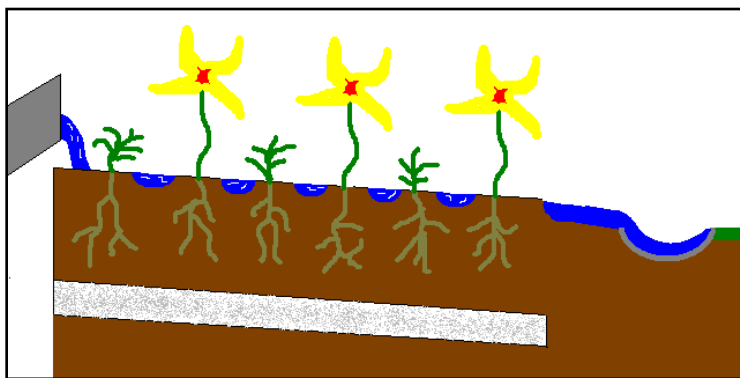
5.5 PROPUESTA DE SISTEMA DE DRENAJE

Para asegurar que no se sobrepasará la capacidad de campo en los jardines, por el excesivo uso de las bicicletas y consecuentemente excesivo riego, se pondrá a una profundidad de 20 cm o más, dependiendo de la profundidad que alcancen las raíces, una capa de grava para permitir permeabilidad. Esta capa se debe ubicar en una profundidad mayor a la alcanzada por las raíces de las plantas, para no perjudicar su crecimiento y desarrollo. La base de los jardines debe tener una pequeña inclinación para que el agua que sobrepase la capacidad de campo sea drenada de los mismos.

La profundidad a la que se debe ubicar la capa de grava dependerá de la longitud que puedan llegar a tener las raíces de las plantas, lo que a su vez obedecerá a las especies plantadas. Se recomienda basarse en el Anexo 1 del documento “El bosque andino del parque Itchimbia”, donde se encuentra un listado de las especies de plantas nativas de la zona.

Además, se debe hacer surcos que permitan el paso del agua por todas las plantas en los jardines. Los jardines presentarán una pequeña inclinación desde la caída de agua generada por el tornillo de Arquímedes, hasta el lado opuesto. De esta manera se permitirá el escurrimiento del agua en la superficie de los jardines hasta ser evacuada hacia la vía peatonal.

Gráfico 5.13: Diagrama explicativo del sistema de drenaje



5.6 DIMENSIONAMIENTO DE LOS TORNILLOS DE ARQUÍMEDES

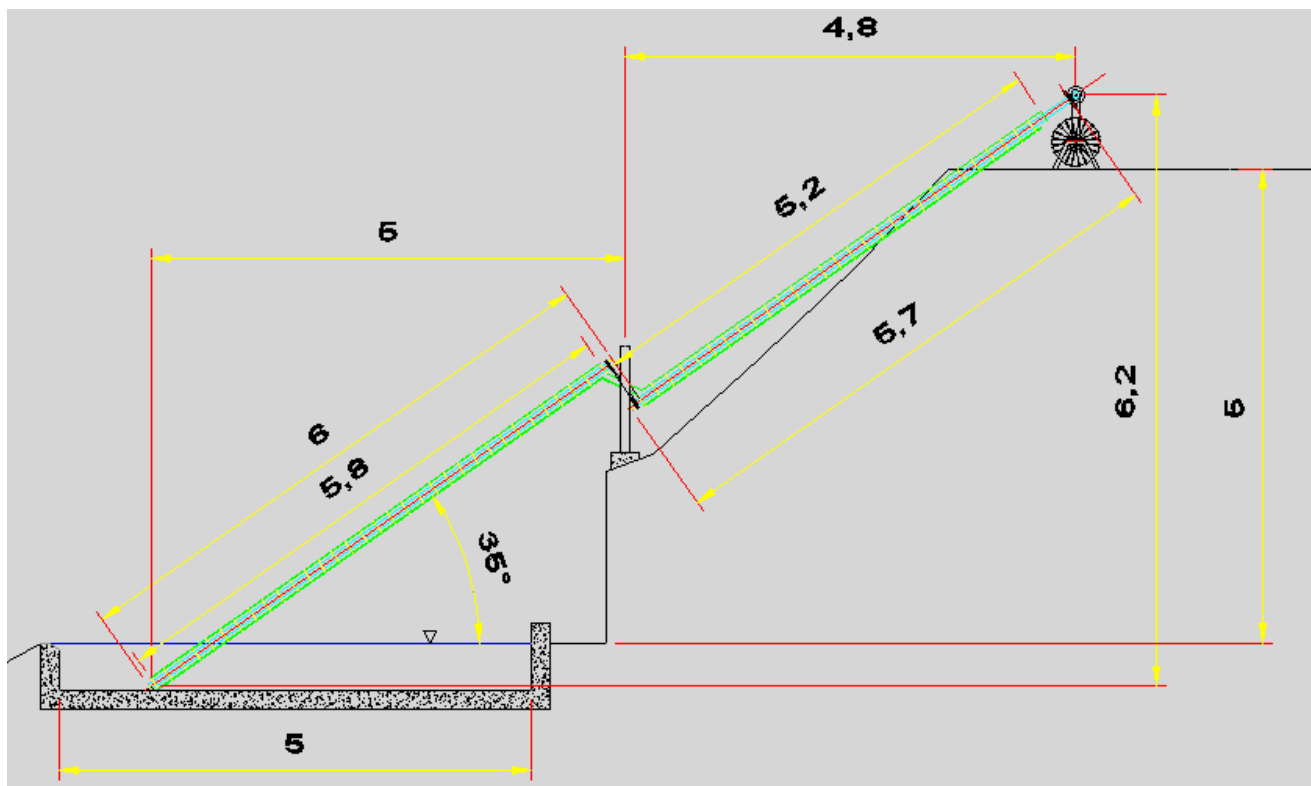
Para realizar un correcto dimensionamiento de los tornillos de Arquímedes, se estimó en primer lugar que el caudal de diseño para cada tornillo sería el caudal mínimo de riego, es decir la demanda diaria de riego por jardín:

$$Q_{\text{diseño}} = 0,015 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

Entonces, para el diseño se determinó que el volumen de agua que debe tener el tornillo en toda su longitud es de $0,015 \text{ m}^3$.

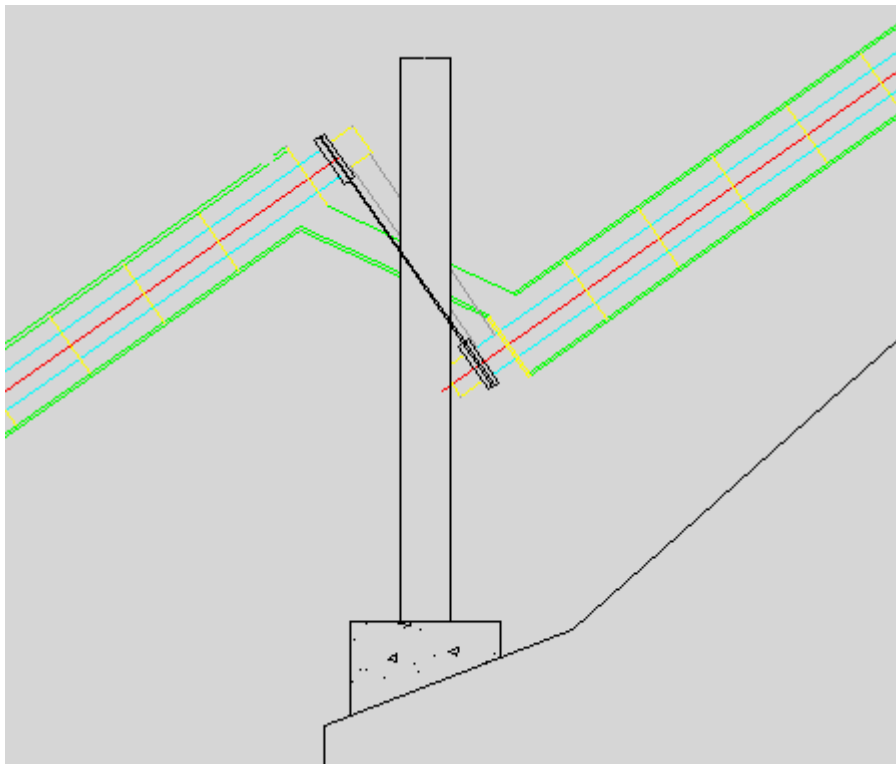
Posteriormente se determinaron las distancias y las alturas que deberán presentar los tornillos de Arquímedes, esto se realizó con utilización del software AutoCAD 2008, tomando como base el levantamiento topográfico de la zona de estudio.

Gráfico 5.14.- Descripción de distancias y alturas de los tornillos



Para la determinación del tubo eje a usar en los tronillos, se analizaron varios diámetros y espesores de tubos estructurales redondos comerciales para la longitud y peso que debe soportar (peso propio de la tubería mas el peso del agua), con la utilización del software SAP 2000. De esta manera se determinó que para el eje de cada uno de los tornillos de Arquímedes se utilizarán dos tubos estructurales galvanizados de 2 1/2 pulgadas, de 3 milímetros de espesor. Estos dos tubos generarán dos secciones de tornillo, que estarán unidos por un sistema de transmisión de dos piñones unidos por una cadena. De esta manera, se asegura que el tubo no fallará y únicamente trabajará al 10% de su capacidad estructural.

Gráfico 5.15.- Sistema de transmisión que une los tornillos de Arquímedes que trabajan en serie



El agua será conducida desde el primer tornillo al segundo, únicamente por gravedad, por lo tanto el sistema consta de dos tornillos que trabajan en serie para alcanzar el objetivo de elevar el agua a los jardines. El primer eje del tornillo tiene una longitud de 6,00 metros y el segundo eje una longitud de 5,70 metros. Cada uno de estos ejes debe ir apoyado en un sistema de soporte en

los extremos. Este sistema de soporte debe estar constituido principalmente por cojinetes ó chumaceras y una pequeña estructura metálica de soporte.

Tabla 5.2.- Especificaciones de la tubería comercial

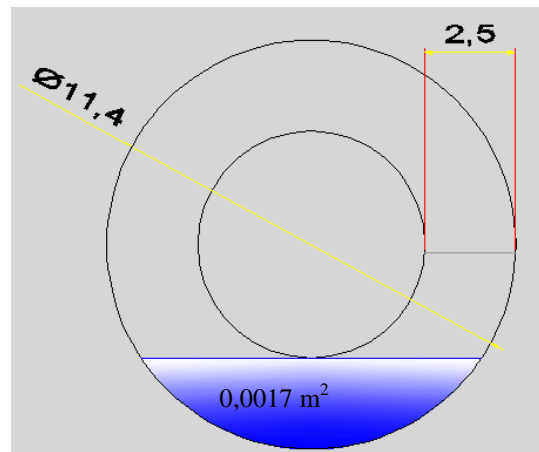
TUBO ESTRUCTURAL REDONDO			
Largo Normal	6 m		
Recubrimiento	Negro o Galvanizado		
Norma de Fabricación	ASTM A 500, ASTM A 123		
Otras dimensiones:	Largo y dimensiones disponibles, previa consulta		

Dimensiones		Espesor	Peso
D		e	P
Pulg	mm	mm	Kg/6m
2 3/8	60.33	1,50	13.20
		2,00	17.28
		3,00	25.44
2 1/2	63.50	1,50	13.74
		2,00	18.18
		3,00	26.88

Catálogo de productos de IPAC, Por los caminos del acero

Al tubo eje se debe soldar una platina para así obtener la forma de tornillo. El cálculo del ancho de dicha platina se realizó en función del volumen de agua que se desea tener, y se aproximó a la platina que se encuentra en el mercado local. La platina seleccionada para el proyecto es de 1x 1/4 de pulgada, es decir de 25,4 milímetros de ancho. El ancho de la platina constituye la distancia que hay entre el eje del tornillo y el tubo exterior del mismo.

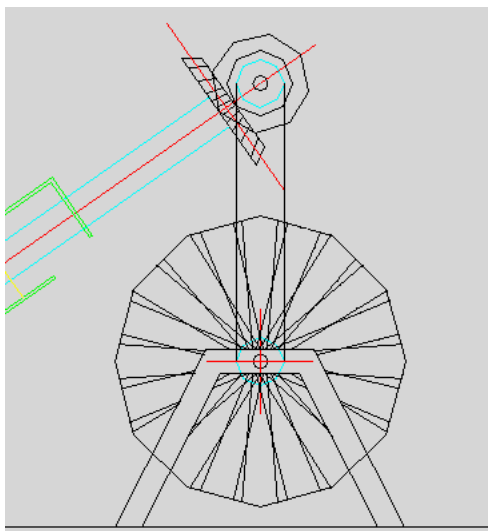
Gráfico 5.15.- Corte transversal de tornillo de Arquímedes



El diámetro interior del tubo que recubre todo el tornillo es de 114 milímetros por 11 metros de largo en total. En el mercado no existe una tubería con estas características, por esta razón la tubería exterior se debería mandar a fabricar como dos medias lunas en acrílico, unidas por pernos. Se generará entonces un área transversal mojada de 1700 milímetros cúbicos (17 cm^3). El acrílico, al ser un material transparente, presenta la ventaja de permitir ver la rotación del tornillo y la consecuente elevación del agua.

El sistema de transmisión desde el tornillo de Arquímedes hasta la llanta delantera de la bicicleta estática consiste en dos piñones conectados a 90° entre ellos, uno estará sujeto al eje del tornillo y el otro se conectará por medio de un eje de 0,50 metros a otro piñón. Este último piñón se vinculará al eje de la llanta de la bicicleta por medio de una cadena.

Gráfico 5.16.- Sistema de transmisión desde la llanta de la bicicleta al tornillo de Arquímedes



El sistema de transmisión desde los pedales de la bicicleta hasta la llanta delanteras, estará constituido por un sistema estándar de dos piñones de igual tamaño.

5.6.1 Cálculo del volumen de agua que contendrá el tornillo.- En un inicio se consideró que los dos tornillos de Arquímedes que trabajan en serie deben contener un volumen de agua

total de $0,015 \text{ m}^3$ cuando se encuentra lleno el sistema. Este volumen ayudó para el diseño, sin embargo, éste varió al realizar el diseño con las tuberías y platinas disponibles en el mercado. Por lo tanto, el volumen de agua que el sistema lleno puede abarcar es igual al área transversal mojada de la tubería por la longitud total de la tubería.

$$\text{Volumen} = (0,0017 \text{ m}^2)(11,00 \text{ m})$$

$$\text{Volumen} = 0,02 \text{ m}^3$$

El volumen final que el sistema lleno abarca es mayor al considerado inicialmente como volumen de diseño. Sin embargo, la diferencia es tan solo $0,005 \text{ m}^3$, lo cual no altera el dimensionamiento estructural del tornillo de Arquímedes.

5.6.2 Cálculo del caudal de riego generado por el tornillo de Arquímedes.- Se desea que cada persona al usar las bicicletas estáticas, puedan elevar todo el volumen que contiene el sistema estático lleno en un tiempo igual a cinco minutos. Por lo tanto, el caudal que cada sistema en serie de dos tornillos de Arquímedes elevará es de:

$$Q_{\text{tornillo}} = 0,02 \frac{\text{m}^3}{5 \text{ min}}$$

$$Q_{\text{tornillo}} = 0,004 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}$$

$$Q_{\text{tornillo}} = 4,00 \frac{\text{litros}}{\text{min}}$$

$$Q_{\text{tornillo}} = 0,000067 \frac{\text{m}^3}{\text{seg}}$$

$$Q_{\text{tornillo}} = 0,067 \frac{\text{litros}}{\text{seg}}$$

Al iniciar el proyecto, las bicicletas deben ser usadas por un período de 10 minutos, es decir el doble del tiempo estimado, ya que en los primeros 5 minutos el sistema únicamente se llenará y a partir de ese momento el agua empezará a caer.

La demanda de riego de cada jardín es de $0,015 \text{ m}^3$ al día. Bajo el supuesto que solo una persona utilice las bicicletas al día, es suficiente que pedalee por 4 minutos cada una para cumplir con dicha demanda, es decir, para que las plantas tengan el agua suficiente para su subsistencia.

El proyecto contempla la construcción de dos sistemas de tornillos de Arquímedes que elevarán el agua desde la primera laguna hasta los jardines. Por lo tanto el caudal se duplica, denominándose caudal de riego.

$$Q_{\text{riego}} = \left(0,004 \frac{\text{m}^3}{\text{min}} \right) (2)$$

$$Q_{\text{riego}} = 0,008 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}$$

5.6.3 Cálculo de la distancia entre los dientes del tornillo de Arquímedes (paso).- Para elevar todo el volumen que se encuentra en el sistema de tornillos en cinco minutos se debe considerar, en primer lugar, que el promedio de frecuencia de pedaleo es de 1 revolución por segundo es decir 60 revoluciones en un minuto. Se consideró que los tornillos girarán con la misma frecuencia, entonces, se determinó cuantas revoluciones da el tornillo en 5 minutos:

$$60 \frac{\text{revoluciones}}{\text{minuto}} \times 5 \text{ minutos} = 300 \text{ revoluciones}$$

Se desea que en trescientas revoluciones el agua que se encuentra en el punto inferior del tornillo, recorra los 11 metros de longitud del mismo hasta llegar al punto más elevado

y sea descargada. Para conseguir lo deseado, se hizo una relación entre la longitud del tornillo y las revoluciones necesarias:

$$\frac{11 \text{ m}}{300 \text{ revoluciones}} = 0,04 \frac{\text{m}}{\text{revolución}}$$

Entonces el paso o distancia entre dientes debe ser de 40 milímetros para asegurar la elevación de $0,02 \text{ m}^3$ de agua por los tornillos en cinco minutos.

$\text{paso del tornillo} = 40 \text{ mm}$
--

5.6.4 Cálculo de la potencia necesaria para mover los tornillos de Arquímedes.- Se conoce que el sistema de elevación de agua consta de dos tornillos de Arquímedes que trabajan en serie. Además, se debe considerar que la potencia que se necesita para mover el sistema depende del peso de agua, altura y reacción en los cojinetes y piñones del sistema. Sin embargo, para la estimación de la reacción en los cojinetes y piñones se debe realizar un estudio de funcionamiento mecánico. Por lo tanto, el cálculo de la potencia necesaria se realizó únicamente en base al peso del agua y la altura a la que se elevará.

$$\text{volumen}_{\text{agua}} = 0,02 \text{ m}^3$$

$$\text{peso}_{\text{agua}} = (0,02 \text{ m}^3) \left(1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) (9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2})$$

$$\text{peso}_{\text{agua}} = 196,00 \text{ Newtons}$$

$$\text{trabajo}_{\text{tornillo}} = (\text{peso}_{\text{agua}})(\text{altura})$$

$$\text{trabajo}_{\text{tornillo}} = (196,00 \text{ Newtons})(5,90\text{m})$$

$$\text{trabajo}_{\text{tornillo}} = 1156,40 \text{ Joules}$$

$$\text{potencia} = \frac{\text{trabajo}_{\text{tornillo}}}{(\text{tiempo})}$$

$$\text{potencia} = \frac{1156,40 \text{ Joules}}{(5) 60 \text{ segundos}}$$

$$\text{potencia} = 3,86 \text{ W}$$

$$1 \text{ HP} = 745,7 \text{ W}$$

$$\text{potencia} = 0,0052 \text{ HP}$$

Para no despreciar la potencia que se debe sumar a la calculada por las reacciones en los cojinetes y piñones, se elevará el valor en un 50%.

$$\text{potencia} = 0,01 \text{ HP}$$

5.6.5 Cálculo del gasto energético durante el ciclismo.- Los valores del gasto energético pueden ser expresados en Kcal/Kgh, Kcal/min, Kcal/h, ó, Kcal/24h. Una manera precisa de determinar gasto calórico en kilocalorías de una actividad, es midiendo el gasto calórico en reposo (tasa metabólica basal, TMB) y multiplicándola por los valores de los equivalentes metabólicos (MET)⁷¹.

El gasto energético durante la actividad de trabajo se realiza con el peso corporal de la persona y el número de equivalentes metabólicos (MET) necesario para llevar a cabo la actividad. En concreto, un MET es igual a 0,0175 kcal/kgmin. El equivalente metabólico, en el caso de la bicicleta, se basa en la velocidad media de actividad⁷².

$$\text{Gasto calórico} = (0,0175) (\text{ METs) (peso)}$$

$$(131\text{cal} / \text{kgmin}) (\text{kg}) = [131\text{cal/min}]$$

⁷¹ Barbosa, et al, 2004

⁷² Barbosa, et al, 2004

Tabla 5.3: Numero de equivalentes metabólicos en el ciclismo

METs	ACTIVIDAD	DESCRIPCIÓN
4,0	Ciclismo	Ciclismo, <16 km/h, (para trabajo o por placer)

Una vez que la TMB es cercana a 1 kcal/kg, los costos energéticos de las actividades pueden ser expresados como múltiplos de la TMB. Multiplicando el peso corporal en kg, por los valores de MET y por la duración de la actividad, se torna posible estimar un gasto energético (en 132 cal), que es específico para el peso corporal individual. Por ejemplo, pedalear una bicicleta en una intensidad equivalente a 4 METs, gasta 4 kcal/kg. Un individuo de 60 kg, pedaleando por 40 minutos, irá a gastar lo siguiente⁷³:

$$(4 \text{ METs} \times 60 \text{ Kg}) (40\text{min}/60\text{min}) = 160 \text{ kcal.}$$

Dividiendo 160 Kcal por los 40 minutos de actividad, se obtiene 4 kcal/min. Usando ese mismo razonamiento, para una persona de 80 kg se obtiene un gasto energético de 213 kcal, ó 5.3 kcal/min⁷⁴.

La Organización Mundial de la Salud (OMS) estima que el peso promedio de las personas en Latinoamérica es:

Tabla 5.4: Estimación de pesos según la OMS

EDAD	PESO (kg)
Niños de 5 a 12 años	30
Adolescentes de 13 a 17 años	55
Adultos de 18 a 60 años	60

$$1 \frac{\text{cal}}{\text{seg}} = 4,1860 \text{ W}$$

$$1 \text{ HP} = 745,70 \text{ W}$$

⁷³ Barbosa, et al, 2004

⁷⁴ Barbosa, et al, 2004

Entonces el gasto energético será⁷⁵:

En niños:

$$(4 \text{ METs})(30 \text{ kg}) \left(\frac{5 \text{ min}}{60 \text{ min}} \right) = 10,00 \text{ kcal}$$

$$10,00 \frac{\text{kcal}}{5 \text{ min}} = 2,00 \frac{\text{kcal}}{\text{min}} = 0,0333 \frac{\text{kcal}}{\text{seg}} = 33,30 \frac{\text{cal}}{\text{seg}}$$

$$33,30 \frac{\text{cal}}{\text{seg}} = 139,39 \text{ W} = 0,19 \text{ HP}$$

En adolescentes:

$$(4 \text{ METs})(55 \text{ kg}) \left(\frac{5 \text{ min}}{60 \text{ min}} \right) = 18,33 \text{ kcal}$$

$$18,33 \frac{\text{kcal}}{5 \text{ min}} = 3,67 \frac{\text{kcal}}{\text{min}} = 0,06 \frac{\text{kcal}}{\text{seg}} = 60,00 \frac{\text{cal}}{\text{seg}}$$

$$60,00 \frac{\text{cal}}{\text{seg}} = 251,16 \text{ W} = 0,34 \text{ HP}$$

En adultos:

$$(4 \text{ METs})(60 \text{ kg}) \left(\frac{5 \text{ min}}{60 \text{ min}} \right) = 20,00 \text{ kcal}$$

$$20,00 \frac{\text{kcal}}{5 \text{ min}} = 4,00 \frac{\text{kcal}}{\text{min}} = 0,07 \frac{\text{kcal}}{\text{seg}} = 70,00 \frac{\text{cal}}{\text{seg}}$$

$$70,00 \frac{\text{cal}}{\text{seg}} = 293,02 \text{ W} = 0,39 \text{ HP}$$

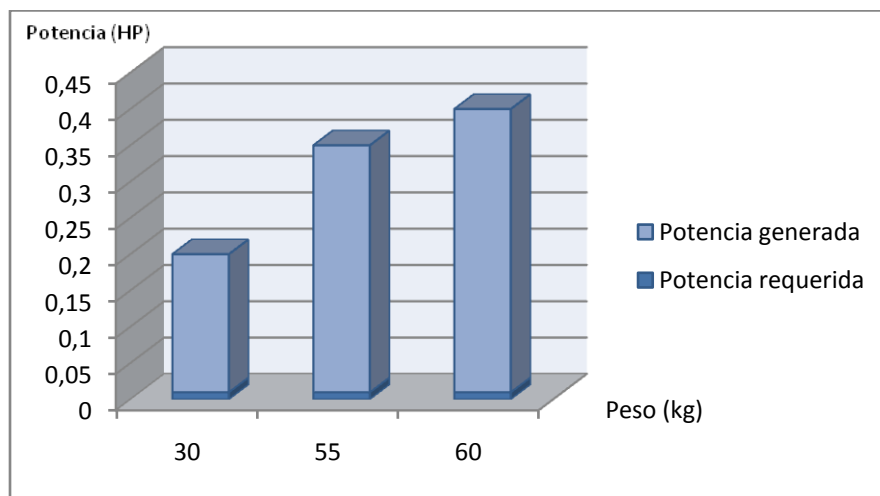
Tabla 5.5: Resultados de la potencia generada por el gasto energético de personas según el peso

EDAD	PESO (kg)	POTENCIA (HP)
Niños de 5 a 12 años	30	0,19
Adolescentes de 13 a 17 años	55	0,34
Adultos de 18 a 60 años	60	0,39

⁷⁵ $1 \frac{\text{cal}}{\text{seg}} = 4,1860 \text{ W} / 1 \text{ HP} = 745,70 \text{ W}$

5.6.6 Potencia necesaria para mover el sistema Vs. Potencia generada por el gasto energético.- Se estableció una comparación entre la potencia que se necesita para mover todo el sistema conformado por dos tornillos de Arquímedes y la potencia que las personas generan en el ciclismo.

Gráfico 5.17.- Comparación de potencias



En el gráfico se demuestra que la potencia requerida para mover el sistema es mucho menor a la potencia que una persona puede generar al ciclear. Bajo este parámetro se determina que la construcción de los tornillos de Arquímedes con el objetivo de elevar agua para el riego de los jardines es completamente viable y aplicable.

5.7 CÁLCULO DEL VOLUMEN MÁXIMO DE AGUA PARA RIEGO

Para calcular el mayor volumen de agua que saldrá de la primera laguna para riego, se asumió que el fin de semana (sábados y domingos), cuando hay mayor afluencia de gente al parque, se dará uso de las dos bicicletas estáticas durante las horas pico de afluencia de gente al Parque Itchimbia, es decir, desde las 9:00 hasta las 16:00 horas, cumpliendo así un período de 7 horas diarias de funcionamiento.

El caudal calculado con el que el agua saldrá de la primera laguna para riego de los dos jardines es de:

$$Q_{\text{riego}} = 0,008 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}$$

En 7 horas de posible funcionamiento del tornillo, es decir en 420 segundos, el volumen de agua retirado de la laguna para riego será de:

$$V_{\text{riego en 7 horas}} = \left(0,008 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}\right) (420 \text{ minutos})$$

$$V_{\text{riego en 7 horas}} = 3,36 \text{ m}^3$$

Este volumen de agua será retirado por medio del tornillo de Arquímedes cada día del fin de semana, por lo tanto se multiplica por dos para obtener el volumen total de agua retirado en el fin de semana.

$$V_{\text{riego en fin de semana}} = 3,36 \text{ m}^3 (2)$$

$$V_{\text{riego en fin de semana}} = 6,72 \text{ m}^3$$

Entre semana, es decir los restantes cinco días, la afluencia de gente al Parque Itchimbía es de aproximadamente 14000 personas al mes, lo que da un total de 637 personas al día. Asumiendo que un 5% de la gente que acude al parque hace uso de las bicicletas estáticas, se tiene que aproximadamente 32 personas cooperarán a diario con el riego de los jardines. Se prevé también que el tiempo promedio de pedaleo es de 5 minutos, así, el volumen de agua que se retirará de la primera laguna con motivo de riego entre semana será:

$$V_{\text{riego entre semana}} = (32)(5 \text{ minutos})\left(0,008 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}\right)$$

$$V_{\text{riego entre semana}} = 1,28 \text{ m}^3$$

Se concluye que el volumen de agua para riego por cada semana será de:

$$V_{\text{riego semana}} = 6,72 \text{ m}^3 + 1,28 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{riego semana}} = 8,00 \text{ m}^3$$

Y el volumen de agua usada para riego al mes será aproximadamente de:

$$V_{\text{riego mes}} = 8,00 \text{ m}^3 (4)$$

$$V_{\text{riego mes}} = 32,00 \text{ m}^3$$

Finalmente, para calcular el volumen total de agua que se debe almacenar para riego se multiplica el volumen de agua usado al mes por los meses de estiaje (junio, julio, agosto y septiembre).

$$V_{\text{total de riego}} = 32,00 \text{ m}^3 (4)$$

$$V_{\text{total de riego}} = 128,00 \text{ m}^3$$

Resultando que el volumen máximo de agua que se debe almacenar para riego en los tanques es de 128,00 metros cúbicos. Si se almacena mayor cantidad de agua que la requerida para riego, se asegura que así no haya aporte de agua en los meses de sequía, el proyecto podrá seguir funcionando.

5.8 SELECCIÓN DE LOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO

El volumen mínimo que se debe almacenar en los tanques está dado por el volumen de las lagunas y el volumen máximo de agua para riego:

Tabla 5.6: Determinación del volumen mínimo de agua para almacenamiento en los tanques

DETALLE	VOLUMEN (m³)
Primera Laguna	37,50
Segunda Laguna	29,70
Tercera laguna	72,00
Volumen máximo para riego	128,08
TOTAL	267,28

Almacenando un total de 270 metros cúbicos se asegura que el sistema tendrá agua suficiente para recirculación y riego. Sin embargo, los tanques grandes tienen una capacidad de 800 m³ cada uno. Por esta razón y para dar un rango de seguridad, se seleccionó la utilización de un tanque grande.

Gráfico 5.18: Tanque seleccionado para el almacenamiento de agua

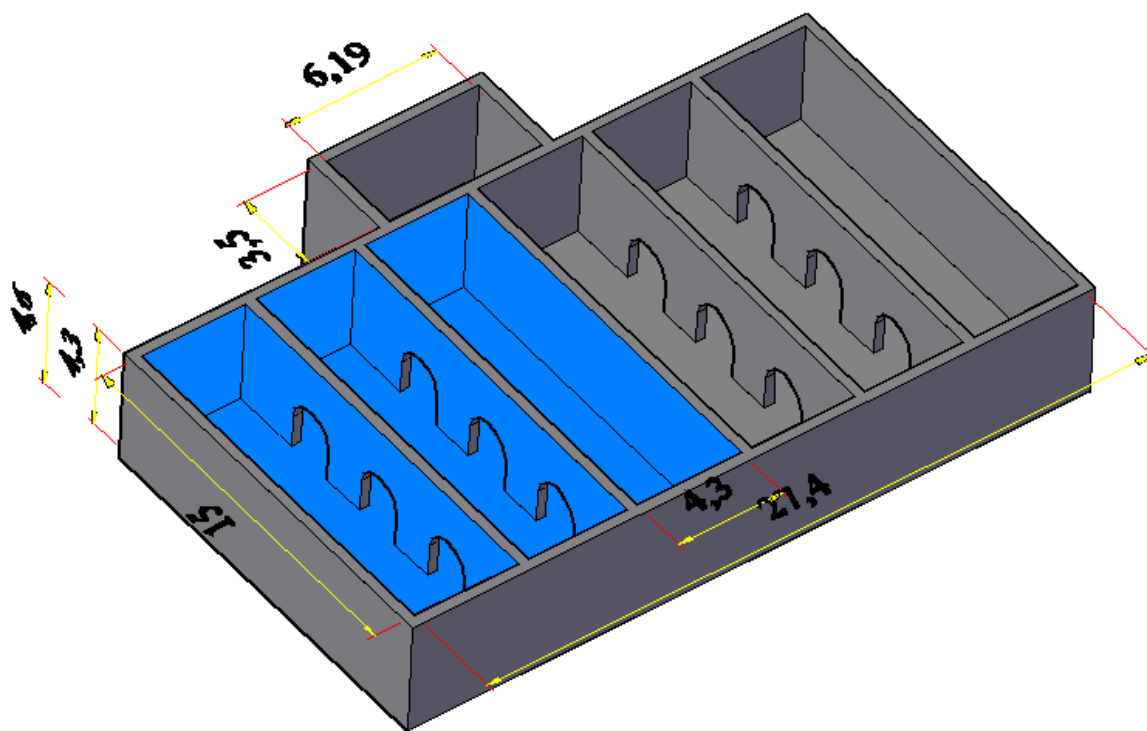


Gráfico 5.19: Vista en planta del tanques de la EMAAP-Q seleccionado para el almacenamiento de agua

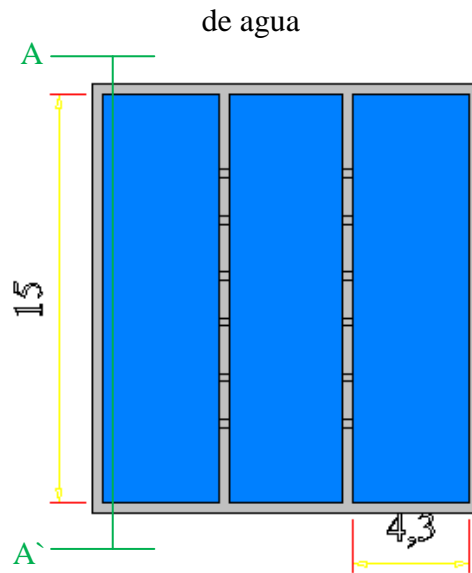
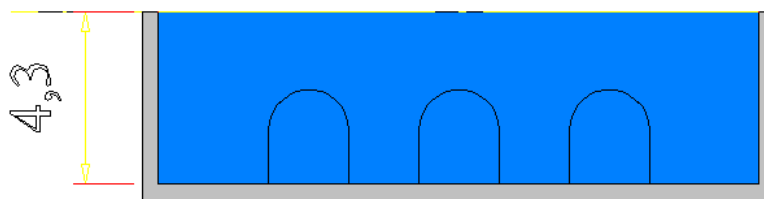


Gráfico 5.20: Corte A-A' del tanques de la EMAAP-Q seleccionado para el almacenamiento de agua



El caudal que se recoge en las microcuencas de drenaje es de $0,37 \text{ m}^3/\text{s}$, con este caudal se puede llenar este tanque en aproximadamente 36 minutos en los días de mayor precipitación, es decir en la época lluviosa. Con este dato se confirma que el tanque va a ser llenado en época de invierno y esta agua puede ser utilizada en verano para que el proyecto tenga funcionamiento a lo largo de todo el año.

5.9 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE BOMBEO PARA LA RECIRCULACIÓN DEL AGUA

5.9.1 Pérdidas de carga totales.- Para determinar la pérdida de carga causada por accesorios se debe buscar la longitud equivalente de tubería. Una vez que se realiza esta conversión, se agrega la longitud equivalente a la longitud de la tubería recta de la instalación y con esta longitud total se calcula las pérdidas de carga totales. Para determinar las longitudes equivalentes a los accesorios se usó una tabla de pérdida de carga por fricción en válvulas y accesorios (Ver anexo 5). La tubería que se usará es de 1'', por lo que todos los accesorios serán destinados para este diámetro.

5.9.2 Cálculo de la longitud total de la tubería.- La tubería de succión será de 5 metros de largo, mientras que la tubería de descarga será de 57 metros de largo. Además, a lo largo de toda la instalación habrá 9 codos de gran curvatura tipo T, una válvula check, una válvula de pie y una válvula de compuerta (Ver Anexo 5).

Tabla 5.7: Longitudes equivalentes de los accesorios en la instalación

Accesorio	Longitud equivalente (m)
9 codos de gran curvatura tipo T	4,50
Válvula de compuerta	0,20
Válvula de pie	7,30
Válvula check	2,10
Salida de tubería	0,70
Longitud equivalente total – L_e (m)	14,80

Sumando todas las longitudes de tubería, se obtiene la longitud total, así:

$$L_t = L_e + L_s + L_d$$

En donde:

L_t = longitud total de la tubería

L_e = longitud equivalente de los accesorios

L_s = longitud de succión

L_d = longitud de descarga

$$L_t = 14,80 \text{ (m)} + 5 \text{ (m)} + 57 \text{ (m)}$$

$$L_t = 76,80 \text{ m}$$

5.9.3 Cálculo de la pérdida de carga total.- Para determinar la pérdida total se debe conocer el diámetro de la tubería que se usará y la velocidad a la que el agua será bombeada, para esto se preseleccionó una bomba maraca Pedrollo Modelo CP158, luego de varias opciones obtenidas. Esta bomba fue preseleccionada ya que sus características se aproximan a lo que se desea obtener, éstas se detallan posteriormente.

Para el cálculo de la pérdida de carga total, en primer lugar se calculó la velocidad de bombeo:

$$v = \frac{Q}{A}$$

En donde:

v = velocidad (m/s)

Q = caudal (m^3/s)

A = área transversal de la tubería (m^2)

Se estimó que el caudal de agua que la bomba va a recircular es de 60 litros/min ó $0,001 \text{ m}^3/\text{s}$. Este valor se tomó del diagrama altura – caudal de la bomba preseleccionada. Además la tubería que requiere esta bomba es de 1 pulgada (25mm) de diámetro para succión y para descarga.

$$v = \frac{Q}{A}$$

$$v = \frac{0,001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{\pi \frac{(0,025 \text{ m})^2}{4}}$$

$$v = 2,04 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Posteriormente se aplicó la fórmula de pérdida de carga de Darcy:

$$h_f = f \frac{Lv^2}{D2g}$$

En donde:

h_f = pérdida de carga (m)

f = coeficiente de fricción

L = longitud de la tubería (m)

v = velocidad media (m/s)

D = diámetro del tubo (m)

g = aceleración de la gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$)

El coeficiente de fricción se estableció con el uso de tablas para la ecuación de Darcy, considerando que las tuberías de succión y de descarga de la bomba serán de acero y de una pulgada de diámetro cada una.

Tabla 5.8: Valores de coeficiente de fricción para tubos nuevos de acero, conduciendo agua fría
(Fórmula de Darcy)

D		Velocidad media en m/s							
mm	pol	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,50	2,00	3,00
13	1/2	0,041	0,037	0,034	0,032	0,031	0,029	0,028	0,027
19	3/4	0,040	0,036	0,033	0,031	0,030	0,028	0,027	0,026
25	1	0,039	0,034	0,032	0,030	0,029	0,027	0,026	0,025
38	1 1/2	0,037	0,033	0,031	0,029	0,029	0,027	0,026	0,025
50	2	0,035	0,032	0,030	0,028	0,027	0,026	0,026	0,025
75	3	0,034	0,031	0,029	0,027	0,026	0,025	0,025	0,024
100	4	0,033	0,030	0,028	0,026	0,026	0,025	0,025	0,023
150	6	0,031	0,028	0,026	0,025	0,025	0,024	0,024	0,022
200	8	0,030	0,027	0,025	0,024	0,024	0,023	0,023	0,021
250	10	0,028	0,026	0,024	0,023	0,023	0,022	0,022	0,020
300	12	0,027	0,025	0,023	0,022	0,022	0,021	0,021	0,019
350	14	0,026	0,024	0,022	0,022	0,022	0,021	0,021	0,018
400	16	0,024	0,023	0,022	0,021	0,021	0,020	0,020	0,018
450	18	0,024	0,022	0,021	0,020	0,020	0,020	0,020	0,017
500	22	0,023	0,022	0,020	0,020	0,019	0,019	0,019	0,017
550	20	0,023	0,021	0,019	0,019	0,018	0,018	0,018	0,016
600	24	0,022	0,020	0,019	0,018	0,018	0,017	0,017	0,015

Azevedo y Acosta, 1975

$$h_f = (0,0026) \frac{(76,80)(2,04)^2}{(0,025)(2)(9,8)}$$

$$h_f = 1,70 \text{ m}$$

5.9.4 Cálculo de la altura manométrica.-

$$H_m = H_s + H_d + h_f$$

En donde

H_s = altura de aspiración o succión

H_d = altura de descarga

H_m = carga total en el sistema de bombeo

$$H_m = (4,00 \text{ m} + 0,08 \text{ m}) + (23,00 \text{ m} + 0,12 \text{ m}) + (1,70 \text{ m})$$

$$H_m = (28,9 \text{ m})$$

Por consiguiente, la bomba deberá impulsar el agua hasta una altura manométrica de 29,00 metros.

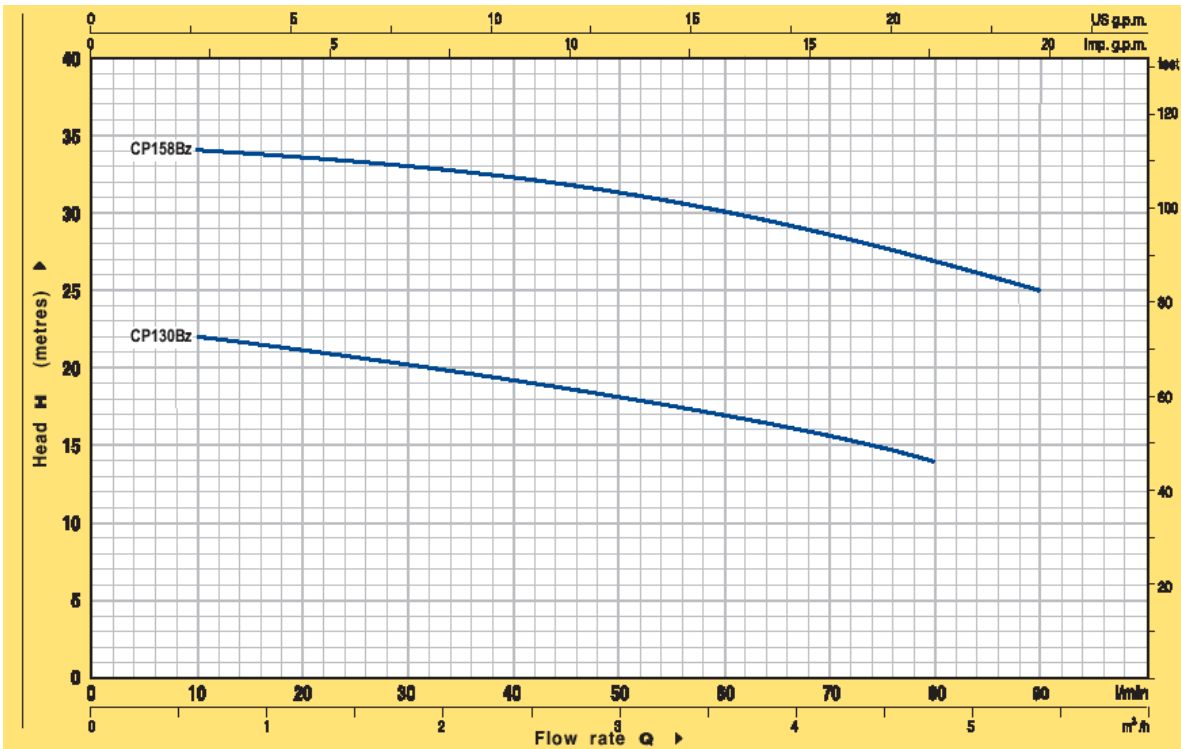
5.9.5 Selección de la bomba.- En un inicio se preseleccionaron algunas bombas, basándose en el criterio de un requerimiento de baja potencia, es decir bajo consumo eléctrico, un caudal no muy elevado y una altura manométrica de un promedio de treinta metros. El bajo consumo de energía de la bomba, generará un beneficio económico al dimensionar el número de paneles solares necesarios para activarla.

Luego de varios cálculos y estimaciones, se determinó que la bomba más óptima que se encuentra en el mercado y que cumple con los requerimientos establecidos, es la bomba centrífuga marca Pedrollo, modelo CP158. A partir de esta selección se realizaron los cálculos definitivos, anteriormente detallados y se confirmó el acertamiento en la selección de la bomba.

Gráfico 5.21: Bomba seleccionada, marca Pedrollo, modelo CP158



Gráfico 5.22: Diagrama altura – caudal para varios modelos de bombas marca Pedrollo



Catálogo de bombas marca Pedrollo

Tabla 5.9: Descripción de las alturas manométricas y el caudal a los que la bomba puede trabajar

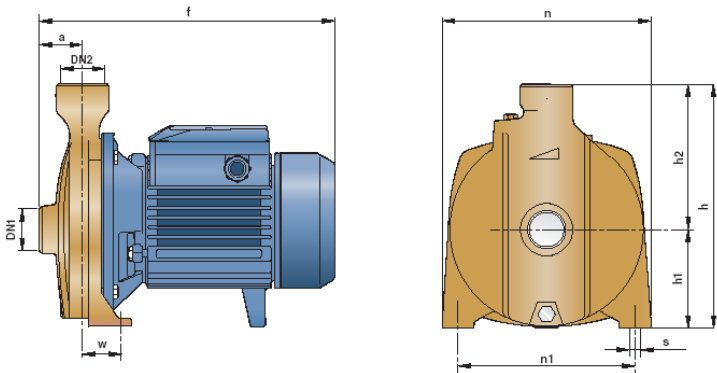
TYPE		POWER		Q m³/h l/min H metres	0	0.6	1.2	1.8	2.4	3.0	3.6	4.2	4.8	5.4
Single-phase	Trifase	kW	HP		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90
CPm 130-Bz	CP 130-Bz	0.37	0.50		23	22	21	20	19	18	17	15.5	14	
CPm 158-Bz	CP 158-Bz	0.75	1		36	34	33.5	33	32.5	31.5	30	28.5	27	25

Q = Flow rate H = Total manometric head

Tolerance of the performance curves according to EN ISO 9906 App. A.

Catálogo de bombas marca Pedrollo

Gráfico 5.23: Dimensiones de la bomba



Catálogo de bombas marca Pedrollo

Tabla 5.10: Descripción de las dimensiones de la bomba

TYPE		INLETS		DIMENSIONS mm									kg	
Single-phase	Three-phase	DN1	DN2	a	f	h	h1	h2	n	n1	w	s	1~	3~
CPm 130-Bz	CP 130-Bz	1"	1"	42	259	205	82	123	165	135	41	10	8.5	8.3
CPm 158-Bz	CP 158-Bz				285	240	92	148	190	160	38		12.8	12.3

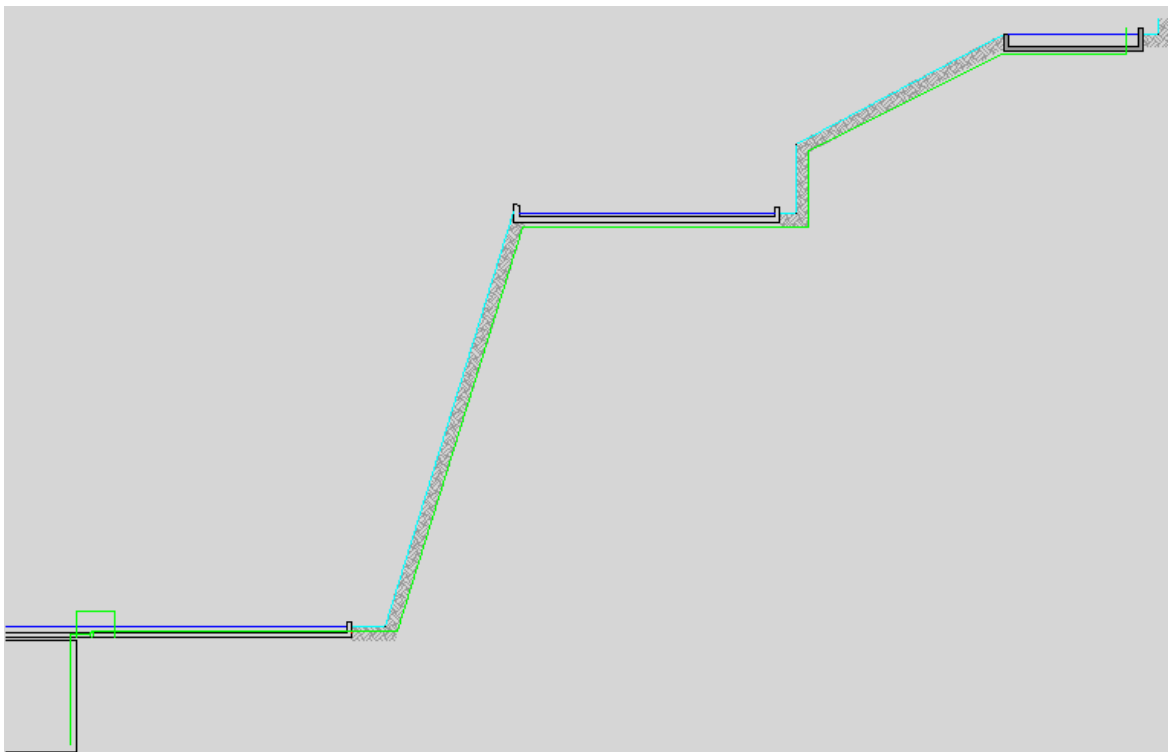
Catálogo de bombas marca Pedrollo

Esta bomba elevará una altura manométrica de 29,00 metros a un caudal de 0,0011(m³/s). Este valor se determinó con el diagrama de altura caudal de la bomba.

Esta bomba de 1 HP de potencia, requiere la alimentación de 1,1 kW para su funcionamiento. Por lo que su eficiencia mecánica es del 68%.

5.9.6 Trazado de las tuberías.- El trazado se realizó en AutoCAD 2008, siguiendo el corte del proyecto a una profundidad de 0,50 metros aproximadamente.

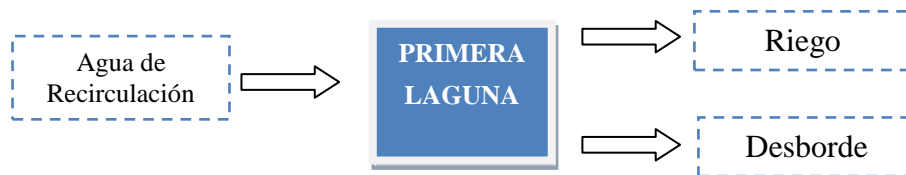
Gráfico 5.24: Perfil del proyecto con el trazado de la tubería para recirculación de agua



5.10 CÁLCULO DEL CAUDAL DE DESBORDE EN LA PRIMERA LAGUNA

La primera laguna tiene dos salidas de agua, la mayor salida consiste en la caída de agua que se genera por desborde, y la segunda salida consiste en el agua que se toma para riego por medio del sistema mecánico que une las bicicletas estáticas con los tornillos de Arquímedes.

Gráfico 5.25: Diagrama de flujo en la primera laguna



En el diagrama de flujo se puede determinar claramente que el caudal de recirculación, es decir, el impulsado por la bomba, debe ser igual al caudal total para riego más el caudal que se desborda.

$$Q_{\text{bomba}} = Q_{\text{riego}} + Q_{\text{desborde}}$$

Caudal de desborde

$$Q_{\text{desborde}} = Q_{\text{bomba}} - Q_{\text{riego}}$$

$$Q_{\text{desborde}} = 0,0011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,0001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{desborde}} = 0,001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{desborde}} = 1,00 \frac{\text{litros}}{\text{s}}$$

El caudal de desborde en la primera laguna será de 1 litro por segundo cuando estén en funcionamiento los dos tornillos de Arquímedes, caso contrario el seguirá siendo de 1,1 litros por segundo.

5.11 MEDIDAS A TOMAR PARA EL ÓPTIMO FUNCIONAMIENTO DE LA BOMBA

Para un óptimo funcionamiento de la bomba se debe tomar algunas precauciones para vitar posibles ocurrencias de eventos no deseados que impidan la recirculación del agua o que generen daños al equipo de bombeo y tuberías. Las medidas consideradas se explican a continuación.

5.11.1 Rejilla o filtro.- Para evitar la entrada de impurezas hasta la bomba, a pesar de la rejilla de desbaste a la entrada del tanque, se colocará una rejilla o filtro en la extremidad de la tubería de succión. Este dispositivo tendrá un área útil de pasaje de cuatro veces más que el área de paso de la tubería y será montada independientemente para evitar pérdidas de carga por fricción⁷⁶. Esta rejilla debe ser limpiada periódicamente de manera manual.

5.11.2 Instalación de válvulas en la tubería de descarga.- En la tubería de bombeo se instalará luego de la salida de la bomba una válvula de retención o válvula check y una válvula de compuerta. La primera evitará que el agua vuelva cuando la bomba se detenga, también evitará el exceso de presión, el golpe de ariete y que la bomba gire en sentido contrario al de su rotación normal, y ayuda también al cebaje de la bomba. La válvula de compuerta interrumpirá el flujo en caso de reparaciones⁷⁷.

5.12 CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE LOS VERTEDEROS DE LAS LAGUNAS

Las lagunas formarán caídas de agua a manera de cascada. Para que esto pueda suceder de manera continua se debe igualar el caudal de alimentación de las lagunas y el caudal de evacuación de las mismas. Se realizaron varios cálculos para diversos tipos de vertederos.

⁷⁶ Azevedo y Acosta, 1975

⁷⁷ Azevedo y Acosta, 1975

Se tomaron dos escenarios, el primero, cuando no se toma agua de la primera laguna para riego; y el segundo escenario, cuando se toma agua por medio de los dos tornillos de Arquímedes para riego. Entonces, se determina una carga mínima y máxima del vertedero. Para los dos escenarios se consideró el largo de la cresta de los vertederos será de 5 metros cada uno.

Caudal mínimo de salida del vertedero

Se consideró el caudal de descarga de la bomba, menos el caudal de riego:

$$Q_{\text{mínimo}} = Q_{\text{bomba}} - Q_{\text{riego}}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = 0,0011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,0001 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = 0,0010 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Caudal máximo de salida del vertedero

Se consideró únicamente el caudal de descarga de la bomba

$$Q_{\text{máximo}} = Q_{\text{bomba}}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 0,0011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{máximo}} = 0,0011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Para el vertedero de pared gruesa se consideró un espesor de 0,30 metros y un corte de 30 grados en la parte final del vertedero para así obtener aumento en la velocidad de caída del agua.

Gráfico 5.26: Corte lateral de vertederos (a) primera laguna, (b) segunda y tercera laguna

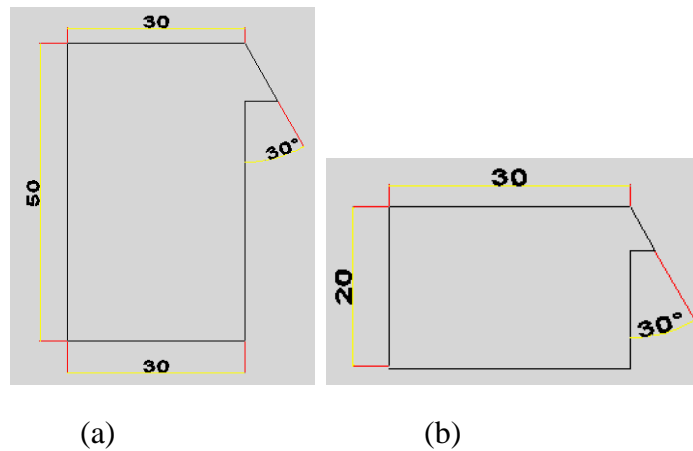
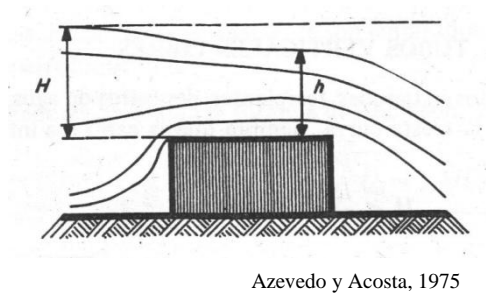


Gráfico 5.27: vertedor de pared gruesa



$$h = \frac{2}{3} H$$

$$Q = 1,71 L H^{3/2}$$

En donde:

Q = caudal (m^3/s)

L = longitud de la cresta (m)

H = carga del vertedor (m)

Se despejó H para conocer la carga del vertedero. El caudal se igualó al caudal de descarga de la bomba, de esta manera se permite que las caídas de agua sean permanentes.

$$H^{3/2} = \frac{Q}{1,71L}$$

Carga mínima del vertedero

$$H_{\text{mínima}} = \sqrt[3/2]{\frac{Q_{\text{mínimo}}}{1,71L}}$$

$$H_{\text{mínima}} = \sqrt[3/2]{\frac{0,0010 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,71(5\text{m})}}$$

$$H_{\text{mínima}} = 0,0024 \text{ m}$$

$$H_{\text{mínima}} = 2,40 \text{ mm}$$

Carga máxima del vertedero

$$H_{\text{máxima}} = \sqrt[3/2]{\frac{Q_{\text{máximo}}}{1,71L}}$$

$$H_{\text{máxima}} = \sqrt[3/2]{\frac{0,0011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,71(5\text{m})}}$$

$$H_{\text{máxima}} = 0,0026 \text{ m}$$

$$H_{\text{máxima}} = 2,60 \text{ mm}$$

Altura mínima de descarga

$$h_{\text{mínima}} = \frac{2}{3} H_{\text{mínima}}$$

$$h_{\text{mínima}} = \frac{2}{3} (2,4 \text{ mm})$$

$$h_{\text{mínima}} = 1,60 \text{ mm}$$

Altura máxima de descarga

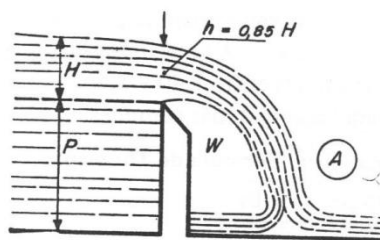
$$h_{\text{máxima}} = \frac{2}{3} H_{\text{máxima}}$$

$$h_{\text{máxima}} = \frac{2}{3} (2,6 \text{ mm})$$

$$h_{\text{máxima}} = 1,73 \text{ mm}$$

Mientras que para el vertedero de pared delgada con contracciones se consideró la fórmula de Francis sin corregir, ya que las dimensiones son tan pequeñas que no varía considerablemente y de esta manera se pudo determinar la carga del vertedero y posteriormente la altura de agua que pasará sobre él.

Gráfico 5.28: Vertedero de pared delgada



Azevedo y Acosta, 1975

$$h = 0,85 H$$

$$Q = 1,838 L H^{3/2}$$

Despejando H, se obtiene que:

$$H = \sqrt[3/2]{\frac{Q}{1,838L}}$$

Carga mínima del vertedero

$$H_{\text{mínima}} = \sqrt[3/2]{\frac{Q_{\text{mínimo}}}{1,838L}}$$

$$H_{\text{mínima}} = \sqrt[3/2]{\frac{0,0010 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,838 (5\text{m})}}$$

$$H_{\text{mínima}} = 0,0023 \text{ m}$$

$$H_{\text{mínima}} = 2,30 \text{ mm}$$

Carga máxima del vertedero

$$H_{\text{máxima}} = \sqrt[3/2]{\frac{Q_{\text{máximo}}}{1,838L}}$$

$$H_{\text{máxima}} = \sqrt[3/2]{\frac{0,0011 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1,838 (5\text{m})}}$$

$$H_{\text{máxima}} = 0,0024 \text{ m}$$

$$H_{\text{máxima}} = 2,40 \text{ mm}$$

Altura mínima de carga

$$h_{\text{mínima}} = 0,85 H_{\text{mínima}}$$
$$h_{\text{mínima}} = 0,85 (0,0023 \text{ m})$$
$$h_{\text{mínima}} = 0,0020 \text{ m}$$
$$h_{\text{mínima}} = 2,00 \text{ mm}$$

Altura máxima de carga

$$h_{\text{máxima}} = 0,85 H_{\text{máxima}}$$
$$h_{\text{máxima}} = 0,85 (0,0024 \text{ m})$$
$$h_{\text{máxima}} = 0,0020 \text{ m}$$
$$h_{\text{máxima}} = 2,04 \text{ mm}$$

Tabla 5.11: Comparación de resultados de cargas en los vertederos

	PARED GRUESA		PARED DELGADA	
	H (mm)	h (mm)	H (mm)	h (mm)
Mínima	2,40	1,60	2,30	2,00
Máxima	2,60	1,73	2,40	2,04

Se seleccionó, el vertedero de pared delgada ya que permite tener una mayor carga, y una capa de agua con mayor espesor en la cascada.

Las cargas que se presentan en el vertedero, son aceptables para que se genere una caída delgada de agua. Sin embargo, es de gran importancia considerar que en el momento de la construcción se debe nivelar todo el largo de la cresta.

5.13 CÁLCULO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LA TUBERÍA A LA ENTRADA DE LOS TANQUES

En la tercera laguna el vertedero se encontrará a un lado de la misma (lado sur) y tendrá de igual manera un largo de 5 metros. Una vez que el agua sale del vertedero cae en una rejilla de 1,5 cm de paso para evitar que entren sólidos grandes que pueden afectar al funcionamiento de la bomba. Esta rejilla se encontrará a lo largo de los 5 metros del vertedero y un ancho de 0,50 metros. Bajo la rejilla habrá un sumidero pequeño con inclinación hacia la mitad del mismo, desde donde el agua entrará a los tanques por medio de una tubería que hará las veces de cañería. A la entrada de la cañería se colocará otra rejilla pequeña del mismo diámetro de la tubería.

Con una tubería o cañería de 3'' se permite la entrada de agua a una velocidad aproximada de 2m/s, la cual es aceptable.

Gráfico 5.29: Vista superior del sumidero a la salida de la tercera laguna

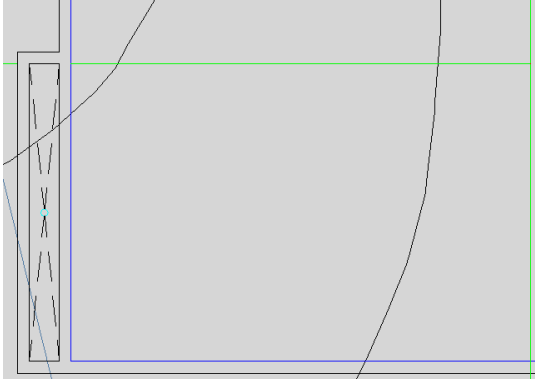
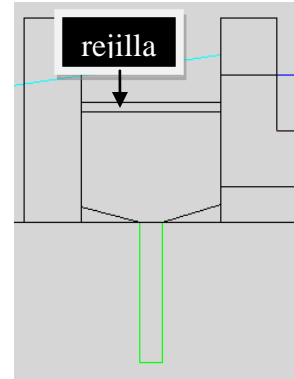


Gráfico 5.30: Vista lateral del sumidero con la rejilla



Para el correcto funcionamiento del sistema en general, se sugiere la limpieza continua de la rejilla.

5.14 DIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA SOLAR FOTOVOLTAICO

Según OLADE, en Quito existe una intensidad de radiación solar de 4 a 5,5 (kWh/m² día), por esta razón se usará para el cálculo un valor del 4,5 (kWh/m² día). Además, se debe considerar para este cálculo, que la radiación incidente sobre los paneles solares es de 1000 (W/m²), éste es un valor estándar de diseño para los paneles solares.

Se determinó la demanda de energía eléctrica que la bomba seleccionada tendrá por día, es decir 9 horas de funcionamiento.

Tabla 5.12: Demanda de energía de la bomba Pedrollo CP 158

Maquinaria	Número	Potencia [W]	Potencia Total [W]	Tiempo de Uso [h]	Potencia requerida [W]	Tiempo Total [h]	Energía/día [Wh/d]
Bomba centrífuga Marca Pedrollo. Mod CP158	1	745,70	750,00	8:00 - 17:00	1100,00	9	9900
						10%	990
						TOTAL	10890
						TOTAL (kWh/día)	11

La potencia pico se calculó realizando la siguiente relación:

$$\text{Potencia pico} = \frac{(\text{Demanda diaria de energía})(\text{Radiación incidente})}{\text{intensidad de radiación solar}}$$

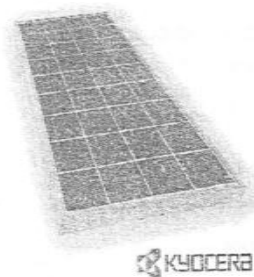
$$\text{Potencia pico} = \frac{\left(10,89 \frac{\text{kW}}{\text{h}}\right) \left(1 \frac{\text{kW}}{\text{m}^2}\right)}{4,5 \frac{\text{kWh}}{\text{m}^2 \text{ día}}}$$

$$\text{Potencia pico} = 2,42 \text{ kW}$$

Dividiendo la potencia pico para la potencia que cada panel puede generar, se obtiene el número de paneles (esto depende de las especificaciones de cada panel). El panel seleccionado es el Kyocera – KC 120.

Gráfico 5.31: Especificaciones del panel seleccionado

KYOCERA- KC120 As low as \$4.35 per watt!



These Japanese-made modules have earned industry-wide respect for over 20 years. There are now several new modules, with outputs from 35 to 120 watts to fit almost any application.

Kyocera modules carry a 25 year warranty. Priced as low as \$4.35/watt, the KC-120 is our most popular photovoltaic module for all applications.

model	watts	amps	volts	dimensions	SSS No.
KC35	35	2.33	15.0	25.7" x 18.5"	PV-005
KC40	40	2.34	16.9	25.7" x 20.7"	PV-006
KC50	50	3.00	16.7	25.7" x 25.2"	PV-108
KC60	60	3.55	16.9	29.6" x 25.7"	PV-008
KC80	80	4.73	16.9	38.4" x 25.7"	PV-009
KC120	120	7.10	16.9	56.1" x 25.7"	PV-010

$$\text{Numero de paneles} = \frac{\text{potencia pico}}{\text{potencia que genera el panel}}$$

$$\text{Numero de paneles} = \frac{2,42 \text{ kW}}{0,12 \text{ kW}}$$

$$\text{Numero de paneles} = 20 \text{ paneles}$$

Para conocer el número de baterías necesarias en el banco de energía, en primer lugar se seleccionó una batería Trojan L-16 Deep Cycle Battery. Esta batería es de 6 voltios, 360 amperios hora y un tiempo de vida de 5 a 7 años (Ver anexo 7). Estas baterías son efectivas, ya que tienen una profundidad de descarga de hasta el 60%, esto quiere decir que el nivel más bajo al que trabajan es a 40% de carga.

Además de conocer la batería que se usará se calcularon los días de autonomía. Para esto se consideró que el mes de menos heliofanía es abril, el cual tiene 30 días y presenta un total de 139,8 horas – sol.

$$h_{\text{sol/día}} = \frac{139,8 \text{ horas – sol}}{30 \text{ días}}$$

$$h_{\text{sol/día}} = 5 \text{ h}$$

Las horas de autonomía son aquellas en las que el sistema solo gastará energía sin acumularla en las baterías, es decir, es el tiempo que la bomba trabaja sin que los paneles reciban irradiación (horas de oscuridad). La bomba trabajará un total de 9 horas diarias, por esta razón en el mes de abril, las horas de autonomía al día del sistema fotovoltaico serán:

$$h_{\text{autonomía al día}} = 9 \text{ h} - 5 \text{ h}$$

$$h_{\text{autonomía al día}} = 4 \text{ h}$$

Se necesita saber cuántos días seguidos de autonomía se puede tener en el peor de los casos, es decir cuántos días el sistema tendrá que trabajar sin acumular energía.

$$h_{\text{autonomía al mes}} = 4 \frac{h}{\text{día}} * 30 \text{ días}$$

$$h_{\text{autonomía al mes}} = 120 \text{ horas}$$

$$\text{días de autonomía} = 120 \text{ horas} \frac{1 \text{ día}}{24 \text{ horas}}$$

$$\text{días de autonomía} = 5 \text{ días}$$

Además, se requiere saber a qué capacidad la batería va a trabajar, para lo cual se realiza la siguiente relación:

$$\text{capacidad de la batería} = \frac{\left(\frac{\text{energía}}{\text{día}}\right) (\text{días de autonomía})}{\text{profundidad de descarga}}$$

$$\text{capacidad de la batería} = \frac{\left(11 \frac{\text{kWh}}{\text{día}}\right) (5 \text{ días})}{0,60}$$

$$\text{capacidad de la batería} = 90,75 \text{ kWh}$$

Con este dato se calculó los amperios - hora que requiere el sistema, y posteriormente se dividió para los 360 amperios – hora de las especificaciones de las baterías.

$$\text{Amp} - h = \frac{(\text{capacidad de la batería})}{(\text{voltios de la batería})}$$

$$\text{Amp} - h = \frac{(90750 \text{ Amp V h})}{(6 \text{ V})}$$

$$\text{Amp} - h = 15125 \text{ Amp} - h @ 6V$$

$$N^{\circ} \text{ de baterías} = \frac{15125 \text{ Amp} - h}{360 \text{ Amp} - h}$$

$$N^{\circ} \text{ de baterías} = 42 \text{ baterías}$$

Tabla 5.13: Resumen del cálculo de numero de baterías

Días de autonomía	Profundidad de descarga	capacidad de la batería (kWh)	Amph a 6V	No. De baterías 6 V 360 Amph
5	60%	90,75	15125	42

5.15 ANÁLISIS FINANCIERO DEL SISTEMA DE ENERGÍA SOLAR FOTOVOLTAICA

Los sistemas de energía solar fotovoltaica se pueden analizar de varias maneras. Para este estudio se siguió el procedimiento de análisis propuesto por OLADE, el cual calcula el costo unitario de generación eléctrica del sistema solar fotovoltaico, mediante el método de valor presente neto. Este método se basa en estimar en valor actual del dinero, el costo de 1kWh generado por el sistema fotovoltaico, considerando un tiempo de vida del proyecto.

Estimando un tiempo de vida del proyecto de 20 años, se calculó primero la inversión inicial:

Tabla 5.14: Inversión inicial para el sistema solar fotovoltaico

INVERSIÓN INICIAL				
ITEM	CANT	P.UNIT (\$)	P.TOTAL (\$)	VIDA ÚTIL (AÑOS)
Paneles Solares	20	535	10700	20
Baterías	42	195	8190	5
Panel de control	1	1500	1500	7
Inversor	1	600	600	10
Montaje	1	1000	1000	20
Otros (cableado, conexiones)	1	800	800	
TOTAL			22790	
TOTAL			23000	

Posteriormente se calculó el costo inicial equivalente total. Para realizar este cálculo se suma a la inversión inicial todos los gastos a futuro (hasta dentro de 20 años) que se realizarán, pero trayéndolos a precio actual. Para esto se utiliza la siguiente fórmula:

$$VP = \frac{\text{capital}}{(1 + \text{interés})^n}$$

En donde:

VP = valor presente neto (\$)

n = número de años

Asumiendo un interés del 12%, y entendiéndose como capital a la inversión inicial y a cada una de las inversiones por año, se obtienen los siguientes valores:

Tabla 5.15: Resumen de los resultados del valor presente neto

AÑO	ITEM DE REEMPLAZO	VALOR (\$)	VALOR NETO PRESENTE (\$)
0	Inversión inicial	-23000	-23000
5	Baterías	-8190	-4647
7	Panel de control	-1500	-679
10	Baterías e inversor	-8790	-2830
14	Panel de control	-1500	-307
15	Baterías	-8190	-1496
TOTAL			-32959

Gráfico 5.32: Capital más el valor presente de cada año

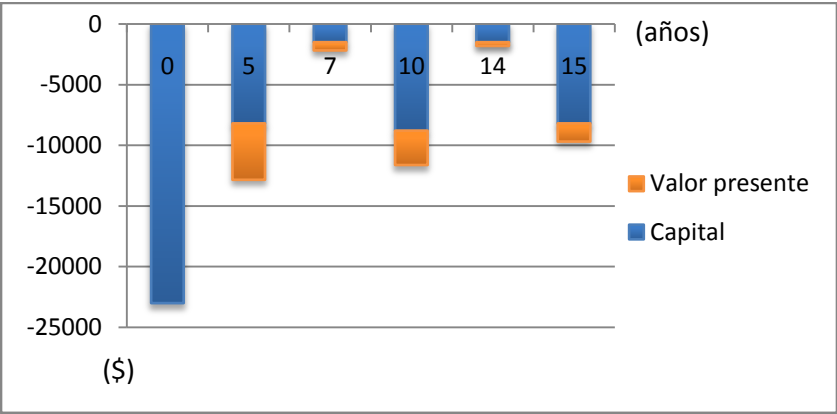
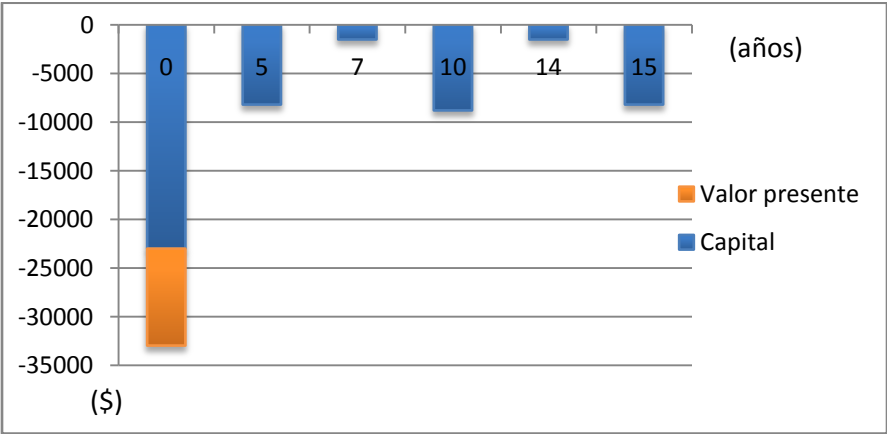


Gráfico 5.33: Capital más el valor presente neto (Costo inicial equivalente total)



Por lo tanto, el costo inicial equivalente total es de \$32959, para 20 años. Este valor se lo reparte como un valor anual uniforme, con aplicación de un factor de recuperación de capital (FRC).

$$FRC = \left[\frac{i}{1 - \frac{1}{(1+i)^n}} \right]$$

Tabla 5.16: Factores de recuperación de capital

n \ i	6	8	10	12	15	20
5	0,237	0,250	0,264	0,277	0,298	0,334
7	0,179	0,192	0,205	0,219	0,24	0,277
10	0,136	0,149	0,163	0,177	0,199	0,239
12	0,119	0,133	0,147	0,161	0,184	0,225
15	0,103	0,117	0,131	0,147	0,171	0,214
20	0,087	0,102	0,117	0,134	0,160	0,205

Olade, 1995

Para un tiempo de 20 años a un interés del 12%, el factor de recuperación de capital es 0,134. Se multiplica entonces el costo inicial equivalente total por este factor y se obtiene el costo inicial equivalente anual (CIEA).

$$CIEA = \$ 32959 (0,134)$$

$$CIEA = \$ 4417$$

Asumiendo un costo por mantenimiento de los equipos de \$ 400 al año, el total anual es de \$ 4817.

Finalmente, para calcular el costo unitario de electricidad (CUE), se considera un promedio de 350 días de operación en el año, con una demanda diaria de 11 kWh/día. Se determina así que la energía generada y usada será de 3850 kW/año, entonces:

$$CUE = \frac{\$ 4817}{3850 \text{ kW/año}}$$

$$CUE = 1,25 \text{ \$/kWh}$$

Tabla 5.17: Comparación de costos de kWh entre la red pública de Quito y el sistema solar fotovoltaico propuesto

COSTO kWh RED PÚBLICA QUITO (\$)	COSTO kWh SISTEMA SOLAR (\$)
0,08	1,25

El costo de generación eléctrica del sistema solar fotovoltaico es aproximadamente 16 veces mayor al costo de la red pública en Quito.

5.16 PRESUPUESTO ESTIMADO PARA EL PROYECTO

Tabla 5.18: Presupuesto de insumos necesario para la realización del proyecto

MATERIAL	PROVEEDOR	PRECIO UNITARIO (\$)	PRECIO TOTAL (\$)
4 Tubos estructurales galvanizados de 2½" y 3 mm de espesor (6m de largo)	IPAC	30,34 / 6m	121,36
42 m Platinas de acero de 1" x ¼"	ANDEC.S.A.	3,54 / 6m	24,78
Bomba centrífuga Marca Pedrollo CP158	FERRISARIATO	200,00	200,00
Cadena de bicicleta (10 m de largo)	COLOMBIA	3,15 / m	31,50
7 Piñones		28,00	196,00
13 Rejillas de hierro fundido de 1 x 0.60 m	EMAAP-Q	48,36	628,68
66 metros de tubería de acero de 1"	IDEAL ALAMBREC	18,70 / 6m	205,70
9 codos de acero tipo t de larga longitud de 1"		0,75	6,75
66 metros de tubería de pvc de 12" (315mm, 0,63 Mpa)	PLASTIGAMA	278,50 / 6m	3063,50
12 metros de tubería de pvc de 10" (250mm, 0,63 Mpa)		174,40 / 6m	348,80
36 metros de tubería de pvc de 8" (200mm, 0,63 Mpa)		109,40 / 6m	656,40
1 válvula check de 1"	PROVESA	22,25	22,25
1 válvula de pie de 1"		18,00	18,00
1 válvula de compuerta de 1"		20,40	20,40
Sistema solar fotovoltaico	varios		23000,00
TOTAL			28544,10

El presupuesto de todo el proyecto de aproxima a \$30000, considerando que los precios no incluyen I.V.A.

6. CAPITULO 6

MARCO JURÍDICO

6.1 CONSTITUCIÓN NACIONAL DE LA REPÚBLICA DEL ECUADOR

Art. 14.- Se reconoce el derecho de la población a vivir en un ambiente sano y ecológicamente equilibrado, que garantice la sostenibilidad y el buen vivir, *sumak kausay*.

Se declara de interés público, la preservación del ambiente, la conservación de los ecosistemas, la biodiversidad y la integridad del patrimonio genético del país, la prevención del daño ambiental y la recuperación de los espacios naturales degradados.

Art. 15.- El Estado promoverá en el sector público y privado, el uso de tecnologías ambientalmente limpias y de energías alternativas no contaminantes y de bajo impacto [...].

Art. 383.- Se garantiza el derecho de las personas y las colectividades al tiempo libre, la ampliación de las condiciones físicas, sociales y ambientales para su disfrute, y la promoción de actividades para el esparcimiento, descanso y desarrollo de la personalidad.

6.2 TULAS, LIBRO VI, ANEXO I⁷⁸

6.2.1 Criterios de calidad para aguas de uso estético.- el uso estético del agua se refiere al mejoramiento y creación de la belleza escénica. Las aguas que sean usadas para uso estético, tendrán que cumplir con los siguientes criterios de calidad:

- a) Ausencia de material flotante y de espumas provenientes de la actividad humana.
- b) Ausencia de grasas y aceites que formen película visible.
- c) Ausencia de sustancias productoras de color, olor, sabor, y turbiedad no mayor a 20 UTN.
- d) El oxígeno disuelto será no menor al 60% del oxígeno de saturación y no menor a 6 mg/l.

⁷⁸ Texto Unificado de Legislación Ambiental (TULAS), Libro VI, Anexo I.

6.2.2 Criterios de calidad de aguas de uso agrícola o de riego.- se entiende por agua de uso agrícola aquella empleada para la irrigación de cultivos y otras actividades conexas o complementarias que establezcan los organismos competentes.

Se prohíbe el uso de aguas servidas para riego, exceptuándose las aguas servidas tratadas y que cumplan con los niveles de calidad establecidos en esta Norma. Los criterios de calidad admisibles para las aguas destinadas a uso agrícola se presentan en la tabla 6 del anexo 1 del libro VI del TULAS (Ver anexo 6).

7. CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

- En el caso de que este proyecto se lleve a la realidad, será un proyecto piloto en la ciudad de Quito, que puede abrir campo a la generación de nuevos tipos de recursos turísticos, los cuales empiecen a contemplar aspectos ambientales. Es decir, se puede empezar a crear una cultura ambiental en las zonas recreativas de la ciudad, además de poder enseñar a las nuevas generaciones de manera práctica cómo funcionan las energías que no requieren de la quema de hidrocarburos.
- Como se nombró en un inicio, el agua lluvia es uno de los recursos más desperdiciados, por lo general no se le considera un recurso utilizable. Por este motivo no se aprovecha dicho recurso, el cual se destina al alcantarillado, contaminándose de gran manera al ser mezclado con aguas negras. A pesar que al escurrir el agua por el suelo lleva consigo variada y gran cantidad de contaminantes, existen lugares como los parques, por ejemplo, donde el agua de escorrentía no es de mala calidad y se la puede tratar con sistemas simples. Bajo este análisis el desarrollo de este proyecto es de gran ayuda para el buen manejo del recurso agua, ya que como se demostró, el agua de escorrentía en el parque tiene una calidad aceptable y no se debería seguir desperdiciando. A esto se puede sumar el hecho de que las lagunas van a generar espacios con adecuadas condiciones para la reproducción de anfibios, colaborando así con una de las actividades del Parque Itchimbia que ya se está llevando a cabo.
- La construcción y puesta en marcha del tornillo de Arquímedes para riego de los jardines es bastante viable, ya que su costo de construcción es de aproximadamente \$800,00 y su costo de mantenimiento alcanzaría un máximo de \$20,00 cada tres meses para engrasar los sistemas de transmisión. Además, generará un recurso turístico innovador en el Parque Itchimbia, al ser el pionero en implementar este sistema en un parque de la ciudad de Quito. Cada uno de los tornillos puede elevar un volumen de agua mucho mayor al

requerido por los pequeños jardines, por esta razón se puede ampliar el área de riego de los mismos.

- Dentro de la definición del desarrollo sustentable, se conoce que debe haber beneficios en tres aspectos: el ambiental, el económico y el social. Bajo este concepto, el sistema de riego mediante el Tornillo de Arquímedes, cumple satisfactoriamente, ya que en el aspecto económico representa una inversión baja, y para su funcionamiento depende de la gente que acuda al parque. Además, el mantenimiento es mínimo ya que se está operando con agua, la cual no va a corroer al tubo galvanizado. En el aspecto social, el tornillo es de gran aporte, ya que se puede instruir a niños de escuelas y colegios acerca de su funcionamiento y además genera un espacio de ejercitación y recreación al estar conectado a bicicletas estáticas. Por último, en el aspecto ambiental es de gran aporte ya que no requiere de energías convencionales para su activación, sino más bien de la energía más limpia existente, es decir, la energía que las personas generan al ejercitarse. De esta manera el tornillo de Arquímedes cumple con los tres requerimientos de desarrollo sustentable para el parque.
- Bajo la misma óptica de desarrollo sustentable, se determina que el sistema solar fotovoltaico, a pesar de ser una energía alternativa de gran beneficio en zonas rurales, por ejemplo, para la aplicación que se le desea dar en este proyecto no cumple con los tres requerimientos. Si se analiza desde el punto de vista ambiental, existe una pequeña controversia ya que genera residuos peligrosos, sin embargo, es considerado una energía limpia y de hecho es mucho más amigable ambientalmente que la quema de combustibles fósiles y sus residuos se pueden tratar adecuadamente. Desde el punto de vista social, al igual que el tornillo de Arquímedes, representa un punto focal de educación ambiental y se puede dar a conocer a toda la gente que acuda al parque, es decir, que personas que nunca han tenido la opción de ver un sistema solar fotovoltaico de cerca, ya podrán hacerlo y conocer su funcionamiento. Desde este punto de vista la construcción de este sistema es de gran aporte para los visitantes y para el parque en sí. Sin embargo y para finalizar el análisis, en este estudio se demostró que económicamente no es rentable ya que el valor de la energía que genera supera en 16 veces a la red eléctrica pública de

Quito. Además, se debe recordar que la energía eléctrica para la ciudad de Quito viene de generación hidroeléctrica, que no causa impactos ambientales tan elevados como una generación térmica. Se debe considerar también, que la factibilidad de conectarse a la red pública puede ayudar a encender una bomba de mayor potencia, para un caudal mayor y tener caídas de agua mucho más amplias.

- Con estos dos últimos análisis se concluye que el proyecto es factible y de gran importancia en el aspecto ambiental y social, sin embargo se encontró un inconveniente en cuanto al aspecto económico. Por este motivo, se deja a consideración de la dirección del Parque Itchimbía la selección del tipo de energía que se usará para la recirculación del agua en el sistema. Sin embargo se debe considerar todos los beneficios extras a la energía solar que este estudio presenta, es decir, el correcto uso del recurso agua, el aprovechamiento de la topografía del área, el crear un recurso turístico para el parque, el crear áreas de recuperación de anfibios, la ejercitación de la gente y la creación de una conciencia ambiental en los turistas, entre otros, son todos los valores agregados que presenta este proyecto.

Recomendaciones

- La primera actividad que se deberá llevar a cabo antes de la realización del proyecto, es el reacondicionamiento del tanque de la EMAAP-Q, que será utilizado en el proyecto, para asegurar la inexistencia de fugas por fisuras en las paredes del tanque. Además, el tanque deberá ser limpiado y lavado previo a la recolección del agua en el mismo, ya que al estar abandonado por mucho tiempo, presenta gran cantidad de desechos y contaminantes en su interior.
- La dirección del Parque Itchimbía se debe comprometer en cumplir con el riego mínimo que los dos pequeños jardines requieren. Por el momento, se considera que el caudal mínimo de riego, es aquel que se iguala a la demanda de riego de los jardines. Por esta

razón, se deberá desarrollar un Manual de Operaciones en el que se determine que si no hay personas en el parque que usen las bicicletas estáticas para elevar el agua hasta los jardines, es deber de la dirección del Parque Itchimbía cumplir con este riego diario. Es decir, comprometerse en usar las bicicletas estáticas por al menos cinco minutos diarios cada una. Esta recomendación debe ser tomada en cuenta sobre todo en la época de estiaje o sequía.

- Para un correcto funcionamiento de todo el sistema, se realizará un monitoreo de calidad de agua una vez que ya se encuentre acumulada en el tanque de almacenamiento. Además, es de gran importancia la cloración de las aguas y sobre todo la limpieza continua de las cajas de revisión en las vías peatonal y de acceso de autos, así como en la rejilla previa a la entrada a los tanques. Es la única manera de asegurar el correcto funcionamiento de la bomba y evitar daños de la misma.
- Se considera también necesaria la construcción de baterías sanitarias en el área cercana a la zona de estudio, de esta manera se asegura la disminución de coliformes fecales y huevos de parásitos en el agua que se recolectará para el funcionamiento del proyecto. Además, se debe tener un correcto control de las buenas prácticas ambientales en el Parque Itchimbía, para asegurar que las personas que acudan con sus mascotas recojan las eses en fundas y las depositen en los contenedores correspondientes. Se podría aumentar la señalización en el parque, para guiar a sus visitantes a un correcto uso de las instalaciones.
- Posterior a este estudio y para la realización del proyecto, se deberá realizar un estudio de diseño mecánico para el dimensionamiento de los soportes, y los sistemas de transmisión de los Tornillos de Arquímedes.
- La realización de este proyecto dotará al Parque Itchimbía de un recurso turístico, es decir, de un espacio y/o bien cuyo mantenimiento y control se llevará a cabo por parte de su dirección. No obstante, cabe recalcar que para convertir este recurso en un atractivo turístico, se deberá aportar con el recurso humano y económico necesario para hacer de

éste un lugar capaz de generar un desplazamiento de turistas. Para convertir este recurso en un atractivo, se podría hacerlo conocer en escuelas y colegios y de esta manera atraer gente al lugar, donde se deben brindar las facilidades necesarias para su visita.

8. **BIBLIOGRAFÍA**

Páginas Web:

1. Barbosa, Eduardo, Et. all., GASTO CALÓRICO NAS ATIVIDADES DE TRABALHO E COTIDIANAS, DOS CARTEIROS QUE UTILIZAM BICICLETA, Centro de Educação Física e Desportos, Coqueiros, Brasil, en www.rbcdh.ufsc.br/DownloadArtigo.do?artigo=201, 2004.
2. Chávez, M., David, profesor de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Hojas de divulgación técnica CEPIS, Bombeo de Agua con Energías no Convencionales, en <http://www.cepis.org.pe/eswww/proyecto/repidisc/publica/hdt/hdt051-a.html>, 2000.
3. Catálogo de productos de Ideal Alambrec, pp: 31, en <http://www.idealalambrec.com/CatalogoCorpIdeal.pdf>
4. Catálogo de bombas marca Pedrollo, pp: 4, en <http://www.pedrollo.co.uk/pdf/05/BZ%2005.pdf>
5. Diccionario Enciclopédico Hispano-Americano, TORNILLO DE ARQUÍMEDES, Volumen 2, Torre de Babel Ediciones, pp: 678, en <http://www.e-torredebabel.com/Enciclopedia-Hispano-Americana/V2/tornillo-arquimedes-hidraulica-D-E-H-A.htm>, 2007
6. Diez, Javier, UNIDAD 3: EVAPORACIÓN Y EVAPOTRANSPIRACIÓN, Universidad Nacional del Centro de la Provincia de Buenos Aires, Argentina, en <http://users.exa.unicen.edu.ar/~jdiez/files/cstierra/apuntes/unidad3.pdf>, 2008.
7. Estruagua, COMPUERTAS Y VERTEDEROS SERIE CP, en <http://www.estrugua.com/productos/compuertas-y-vertederos.html>, 2008

8. Garcés, Jaime, Et all., Fideicomiso de Riesgo Compartido, Instituto de Desarrollo Tecnológico del Suroeste, ENERGÍA SOLAR PARA BOMBEO DE AGUA, en <http://www.re.sandia.gov/en/pb/ar/Sustainable%20Ranching.pdf>, 2000.
9. Montecinos, L. Alejandro, La bomba de sogá, en <http://www.cubasolar.cu/biblioteca/energia/Energia19/HTML/articulo02.htm>, 2001.
10. Parque Itchimbia, Consorcio Ciudad – Ecogestión, Vida para Quito, en <http://www.parqueitchimbia.org.ec>
11. Pemán, Guillermo, “La Tribuna del Agua muestra un sistema de bombeo que permitirá sacar 500 litros de agua por hora con ayuda de una bicicleta”, en <http://www.aragondigital.es/asp/noticia.asp?notid=50474>, 2008.
12. Secretaría de medio ambiente y recursos naturales de México, CONSEJOS CONSULTIVOS PARA EL DESARROLLO SUSTENTABLE, en http://ccds.semarnat.gob.mx/regiones/r-sse/2002-2004/sesion_3_2003/docs_presentados_pdf/bici-3-se-ss.pdf, última actualización 2004.
13. URBACA, Hydro Gate, COMPUERTAS DESLIZANTES FABRICADAS, en http://www.urbaca.com.mx/catalogosesp/Traduccion_compuertas_deslizantes.pdf, 2008.

Textos:

1. APHA-AWWA,WPCF, METODOS NORMALIZADOS PARA EL ANÁLISIS DE AGUAS POTABLES Y RESIDUALES, Ediciones Díaz de Santos S.A., Madrid, España, 1992.
2. Azevedo, J., y Acosta, G., MANUAL DE HIDRÁULICA, Editora Edgard Blücher Ltda., Sexta Edición, México, 1975, pp: 19 – 24, 51 – 62, 76,77 - 80, 87, 105, 106, 107, 118, 119, 123, 208, 215, 216 217, 242, 243, 267, 534.

3. Juárez, M., Sánchez, J., y Sánchez, A., QUÍMICA DEL SUELO Y MEDIO AMBIENTE, Publicaciones de la ciudad de Alicante, España, 2006, pp: 43 – 45.
4. Jutglar, Lluís, ENERGÍA SOLAR, Ediciones Ceac, Barcelona, España, 2004, pp: 9, 45, 46, 155 - 190.
5. Monsalve, Germán, HIDROLOGÍA EN LA INGENIERÍA, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Primera Edición, Bogotá, Colombia, 1995, pp: 177 – 180.
6. Prieto, Carlos, EL AGUA: SUS FORMAS, EFECTOS, ABASTECIMIENTOS, USOS, DAÑOS, CONTROL Y CONSERVACIÓN, Segunda edición, Ecoe Ediciones, Bogotá, Colombia, 2004, pp: 116 – 118.
7. Romero, R., Jairo, CALIDAD DEL AGUA, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, Bogotá, Colombia, 2002. Pp: 99 – 104, 129 – 133, 344.
8. Romero, R., Jairo, TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES: TEORÍA Y PRINCIPIOS DE DISEÑO, Segunda Edición, Editorial Escuela Colombia de Ingeniería, Bogotá, Colombia, 2002, pp: 998.
9. Sawyer, C., McCarty, G. y P., Parkin, QUÍMICA PARA INGENIERÍA AMBIENTAL, Cuarta Edición, Mc GRAW-HILL Interamericana S.A., Bogotá, Colombia, 2001, pp: 523 – 525.
10. Seoáenz, M., et al, CONTAMINACIÓN DEL SUELO: ESTUDIOS, TRATAMIENTO Y GESTIÓN, Ediciones Mundi Prensa, Madrid, España, 1999, pp: 78,79.
11. Texto Unificado de Legislación Ambiental (TULAS), Libro VI, Anexo I.

12. Schleicher, Fernando, Et. all, MANUAL DEL INGENIERO CONSTRUCTOR, tomo II, Editorial Labor, S.A., España, 1960.
13. Valverde, J., y Pérez, J., MANUAL DE TOXICOLOGÍA MEDIOAMBIENTAL FORENSE, Editorial Centro de Estudios Ramón Areces, S.A., 2001, pp: 196.

Revistas y Publicaciones Técnicas:

1. Moya, René, et al, BALANCE HÍDRICO DE VARIAS LOCALIDADES ECUATORIANAS, Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI), Quito, Ecuador, 2004.
2. Romero, R., Jairo, ACUIQUÍMICA, Escuela Colombiana de Ingeniería, Editorial Presencia, 1ª Edición, Bogotá, Colombia, 1996.

Tesis de Grado y documentos inéditos:

1. A. Barriga, Documento particular de OLADE, 1999.
2. Catálogo de productos de IPAC, Por los caminos del acero, Editorial Estampa.
3. EMAAP-Q, información proporcionada por el Ing. Mayorga, Departamento de Saneamiento, Quito, Ecuador, 2009.
4. Flachier, Adriana, et al, PLAN DE RAHABILITACIÓN Y MANEJO DEL HUMEDAL DEL PARQUE ITCHIMBÍA DE LA CIUDAD DE QUITO, Quito, Ecuador, 2008.
5. Yaguache, Robert, EL BOSQUE ANDINO DEL PARQUE ITCHIMBÍA, Experiencias en el manejo de cobertura vegetal, Quito, Ecuador, 2009.